

INSTITUTO FEDERAL DE
EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
BAHIA Campus Vitória da Conquista

Instituto Federal da Bahia – IFBA
Campus Vitória da Conquista
Diretório Acadêmico de Engenharia Civil – DAEC

ROBERTO BARBOSA DOS SANTOS JUNIOR

**ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO QUANTITATIVA ENTRE SOFTWARE
COMERCIAL E METODOLOGIA MANUAL PARA DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÕES RASAS**

Vitória da Conquista – BA

2023

S237a Santos Júnior, Roberto Barbosa dos

Análise comparativa técnico quantitativa entre software comercial e metodologia manual para dimensionamento de fundações rasas. / Roberto Barbosa dos Santos Júnior. --Vitória da Conquista : IFBA, 2023.

70 f.: il.: color.

Orientador: Joaz de Souza Batista

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Engenharia Civil - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Bahia - Campus de Vitória da Conquista, 2023

1. Software . 2. Sapata 3. Metodologia manual. I. Batista, Joaz de Souza.
II. Título.

CDD: 005.1

Catálogo na fonte: Sônia Iraína Roque Andrade – CRB 5/1203
IFBA – Campus Vitória da Conquista – BA

ROBERTO BARBOSA DOS SANTOS JUNIOR

**ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO QUANTITATIVA ENTRE SOFTWARE
COMERCIAL E METODOLOGIA MANUAL PARA DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÕES RASAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Graduação em
Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação,
Ciência e Tecnologia da Bahia, Campus de Vitória
da Conquista como requisito parcial para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Joaz de Souza Batista

Coorientador(a): Prof. Me. Thaís Mota Freitas

Vitória da Conquista – Bahia

2023



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA BAHIA
Av. Sérgio Vieira de Mello, 3150 - Bairro Zabelê - CEP 45078-900 - Vitória da Conquista - BA - www.portal.ifba.edu.br

DESPACHO Nº 14/2023/DOCENTES.CENC.VDC

ROBERTO BARBOSA DOS SANTOS JUNIOR

**ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO ECONÔMICA ENTRE SOFTWARE COMERCIAL E
METODOLOGIA MANUAL PARA DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES RASAS**

A presente Monografia, apresentada em sessão pública realizada em quatorze de dezembro de 2023, foi avaliada como adequada para obtenção do Grau de Engenheiro Civil, julgada e aprovada em sua forma final pela Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Bahia, Campus Vitória da Conquista.

Data da Aprovação: 14 de dezembro de 2023

BANCA EXAMINADORA

Prof Me. Joaz de Souza Batista

Orientador – IFBA Campus Vitória da Conquista

Profª Dr. Orley Magalhães

IFBA Campus Vitória da Conquista

Prof. **Me. Albano Portela**

IFBA Campus Vitória da Conquista

Vitória da Conquista, 14 de dezembro de 2023

Em 21 de dezembro de 2023.



Documento assinado eletronicamente por **JOAZ DE SOUZA BATISTA, Membro da Unidade**, em 21/12/2023, às 18:16, conforme decreto nº 8.539/2015.



Documento assinado eletronicamente por **ALBANO PORTELA MACHADO, Membro da Unidade**, em 23/12/2023, às 10:38, conforme decreto nº 8.539/2015.



A autenticidade do documento pode ser conferida no site http://sei.ifba.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&acao_origem=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0 informando o código verificador **3321813** e o código CRC **469C47F1**.

“Quem tem medo do fracasso tem medo da vida. Quem foge das dificuldades foge de si mesmo”.

Humberto Gessinger.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à minha família, minha mãe, Valdecy, meu pai, Roberto, meus avós, Rubem e Adelita, meus tios Valdeck, Valmir, Vítório, Vivaldo, Valquíria, Ivonete, Maria, Rubenisa e Rubem. Aos meus primos: Valdeck Junior, Delma Oliveira, Paula Fernanda, Pedro, Vitor, Tulio, Rubem, Caique, Jéssica, Ramon, Murilo, Rodrigo.

Ao meu orientador Prof. Me. Joaz de Souza Batista e minha coorientadora Prof. Me. Thaís Mota Freitas, que ofereceram suporte e direcionamento e tornaram possível a execução deste trabalho.

Aos amigos, que sempre escutaram meus problemas e me aconselharam, estando comigo a qualquer hora, e aos meus colegas de faculdade, especialmente Marcos Gabriel, Ronaldo Rodrigues, Vinicius Paganucci, Suellen Fernandes, Flávia Botelho e Elísia Meira, que me acompanharam nessa jornada, ainda que tenhamos seguido caminhos diferentes ao longo do tempo.

Aos meus colegas de trabalho, que me ajudaram a adquirir mais conhecimento no período de estágio, no qual pude aplicar de forma prática muito do que aprendi na faculdade, solidificando minha percepção como futuro engenheiro.

Ao IFBA, por conta da oportunidade de crescimento oferecida ao longo de todos os anos, durante o curso de Engenharia Civil, e pela construção do alicerce que sustenta meu desenvolvimento como profissional.

RESUMO

O uso massivo de softwares da construção civil que entregam resultados: quantitativos, pranchas e detalhamentos estruturais de maneira quase automática, despertou o interesse da análise desses programas, a fim de classificar sua eficiência e eficácia. Desta forma, o presente trabalho apresentou um estudo comparativo técnico quantitativo entre: fundação rasa do tipo sapata, de uma edificação dimensionada de forma manual e por meio do software AltoQi Eberick. O estudo de caso foi realizado com uma edificação do tipo sobrado e sua superestrutura foi dimensionada no software supracitado. Por fim, comparou-se os a quantidade de material utilizado em cada um dos métodos e foi eleito qual metodologia foi a mais adequada para execução.

Palavras-chave: Softwares; Eficiência; Sapata; AltoQi Eberick; Metodologia manual.

ABSTRACT

The massive use of civil construction software that delivers results: quantitative, planks and structural details almost automatically, has sparked interest in analyzing these programs in order to classify their efficiency and effectiveness. Thus, the present work presented a quantitative technical comparative study between: shallow footing-type foundation, of a building dimensioned manually and using the AltoQi Eberick software. The case study was carried out with a two-story building and its superstructure was designed using the aforementioned software. Finally, the amount of material used in each of the methods was compared and it was chosen which methodology was the most suitable for execution.

Keywords: Software; Efficiency; Shoe; AltoQi Eberick; Manual methodology.

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação (2.1) – Critério para sapata flexível	15
Equação (2.2) – Critério para sapata rígida	16
Equação (2.3) – Dimensão do pilar com menor dimensão.....	22
Equação (2.4) – Dimensão do pilar com maior dimensão	22
Equação (2.5) – Tensão de ruptura de solos arenosos.....	23
Equação (2.6) – Tensão de ruptura de solos argilosos	23
Equação (2.7) – Altura da face externa de uma sapata	25
Equação (2.8) – Tensão admissível do solo.....	26
Equação (2.9) – Tensão admissível do solo utilizando dados do SPT	28
Equação (2.10) – Equação de Terzaghi e Peck para estimar a capacidade de carga considerando uma ruptura generalizada	29
Equação (2.11) – Valor de ângulo de atrito, correspondente aos valores de fatores de capacidade de carga de acordo com a correlação de GODOY.....	30
Equação (2.12) – Valor de coesão minorado	32
Equação (2.13) – Valor de ângulo de atrito minorado	32
Equação (2.14) – Tensão de segurança	32
Equação (2.15) – Tensão de ruptura.....	33
Equação (2.16) – Área da sapata.....	33
Equação (2.17) – Relação entre as dimensões do pilar e da sapata	34
Equação (2.18) – Obtenção do menor lado da sapata.....	35
Equação (2.19) – Obtenção da maior lado da sapata	35
Equação (2.20) – Distância entre a face do pilar e a face da sapata	35
Equação (2.21) – Altura útil da sapata	36
Equação (2.22) – Critério da altura útil da sapata	37
Equação (2.23) – Ângulo de inclinação da sapata	37
Equação (2.24) – Altura das faces extremas	38
Equação (2.25) – Pressão no solo ocasionada pelas cargas da sapata	38
Equação (2.26) – Distância da seção de referência até a extremidade da sapata ...	38
Equação (2.27) – Momentos internos solicitantes.....	38
Equação (2.28) – Área de aço da armadura de flexão.....	39
Equação (2.29) – Razão entre a área de aço da armadura e o comprimento do maior lado da sapata.....	39

Equação (2.30) – Razão entre a área de aço da armadura e o comprimento do menor lado da sapata.....	39
Equação (2.31) – Compressão diagonal da sapata	40
Equação (2.32) – Tensão de cisalhamento atuante	40
Equação (2.33) – Tensão de cisalhamento resistente	41

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Configuração comum para sapata corrida.	17
Figura 2 - Sapata associada sem viga de rigidez.....	18
Figura 3 - Viga alavanca.....	19
Figura 4 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical.....	20
Figura 5 – Tipo de ruptura generalizada.	21
Figura 6 – Tipo de ruptura localizada.	21
Figura 7 - Comparativo entre as teorias de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963) para fundação direta.....	22
Figura 8 – Detalhamento construtivo de uma sapata.	25
Figura 9 - Bulbo de tensões provocado pela fundação rasa.	28
Figura 10 - Fatores de Capacidade de carga.....	30
Figura 11 - Notações do pilar e notações da sapata.	34
Figura 12 - Caminho da carga do pilar em direção à base da sapata.	36
Figura 13 – Altura útil mínima da sapata e anotações.	37
Figura 14 - Estrutura do edifício em 3 dimensões.....	48
Figura 15 - Dimensões da sapata.	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Estados de compacidade e resistência do solo.	24
Tabela 2 - Fatores de forma de Terzaghi.....	30
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos em função do NSPT.	31
Tabela 4 - Fator de Segurança Global.....	32
Tabela 5 – Capacidade de carga do furo 1.....	46
Tabela 6 – Capacidade de carga do furo 2.....	47
Tabela 7 – Capacidade de carga do furo 3.....	47
Tabela 8 – Cargas obtidas pelo software.....	49
Tabela 9 – Dimensões da sapata.	50
Tabela 10 – Dados do pilar P1.....	50
Tabela 11 – Resultado do dimensionamento manual.....	55
Tabela 12 – Quantitativo das sapatas pela metodologia manual.....	56
Tabela 13 - Quantitativo das sapatas pelo dimensionamento no software AltoQi Eberick.	56

Sumário

1	INTRODUÇÃO	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	13
2.1	Desenvolvimento das técnicas de dimensionamento de fundações rasas, sondagens geotécnicas e software de dimensionamento estrutural	13
2.2	Conceito de fundação	14
2.2.1	Conceito de sapata isolada	15
2.3	Sapatas quanto à forma	16
2.3.1	Sapata Isolada.....	16
2.3.2	Sapata Corrida	17
2.3.3	Sapata Associada.....	17
2.3.4	Sapata com viga alavanca.....	18
2.4	Capacidade de carga em fundações rasas	19
2.4.1	Capacidade de carga para Terzaghi.....	19
2.4.2	Capacidade de Carga para Meyerhof.....	22
2.5	Investigação geotécnica	23
2.6	Interação solo estrutura.....	24
2.6.1	Dimensionamento das sapatas	25
2.6.2	Detalhes construtivos das sapatas	25
2.6.3	Capacidade de carga.....	26
2.6.4	Método prático: Prova de Carga sobre placa	27
2.6.5	Método semiempírico	27
2.6.6	Método teórico.....	28
2.7	Obtenção das dimensões em planta.....	33
2.7.1	Método das bielas e tirantes para sapatas	36
3	OBJETIVOS	42
3.1	Objetivo geral.....	42
3.2	Objetivos específicos.....	42
4	METODOLOGIA.....	43
4.1	Coleta de dados	43

4.2	Análise Geotécnica.....	43
4.3	Escolha do tipo de fundação.....	43
4.4	Dimensionamento no AltoQi Eberick.....	44
4.5	Dimensionamento manual.....	44
4.6	Comparativo entre os métodos.....	44
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	46
5.1	Resultados do solo.....	46
5.1.1	Fundações superficiais.....	46
5.2	Resultados da análise estrutural pelo software Alto Qi Eberick.....	48
5.3	Método manual de dimensionamento de sapatas.....	50
5.4	Quantitativo de materiais.....	55
5.4.1	Fundações superficiais dimensionadas de forma manual.....	55
5.4.2	Fundações superficiais dimensionadas pelo software Eberick.....	56
5.4.3	Comparativo das propostas.....	57
6	CONCLUSÃO.....	58
	REFERÊNCIAS.....	60
	APÊNDICES.....	63
	Apêndice A.....	63
	Apêndice B.....	64
	Apêndice C.....	65
	Apêndice D.....	66
	Apêndice E.....	67
	Apêndice F.....	68
	ANEXOS.....	69
	Anexo A.....	69
	Anexo B.....	70

1 INTRODUÇÃO

A utilização de softwares para a concepção e dimensionamento de edificações está se popularizando cada vez mais na engenharia civil. Desta forma, surgem diversas dúvidas acerca de qual software utilizar, o mais econômico, as diferenças entre os resultados, etc. Por ter um caráter facilitador, tanto em dimensionamento quanto em detalhamento, abrem margem para sua utilização sem as devidas reflexões sobre os resultados exibidos ao final do dimensionamento. Figueiras (1999) declara que, com o crescimento do desenvolvimento de métodos numéricos e equivalentes modelos computacionais, a análise das estruturas pode ser feita com muito mais precisão.

Para Soriano (2003), os sistemas computacionais não estão isentos de erros, podendo subdimensionar ou superdimensionar uma estrutura, comprometendo sua segurança, durabilidade, utilização e custo. Um dos principais softwares do mercado é o AltoQi Eberick, com ele é possível utilizar as normas da NBR 6118, NBR 6120, NBR 6122 e NBR 6123. Desta forma, a análise e comparação de seus resultados é essencial para conhecermos a eficiência de cada programa.

Há algumas décadas o dimensionamento e detalhamento era elaborado de forma manual, o que exigia bastante tempo e energia, abrindo margem para erros de cálculo e detalhamento. Para Kimura (2018), faziam-se simplificações de cálculos que ocasionavam no emprego de coeficientes de majoração de cargas e minoração da resistência causada pela dificuldade de se obter valores reais de cargas, tensões e reações em diversos pontos da estrutura. Por consequência, os programas de dimensionamento ofereceram uma simulação virtual de tudo que acontece com a estrutura da edificação, tornando a elaboração do projeto bastante visual, exibindo: valores, cargas, gráficos, deformações e esforços.

Desta forma, os programas são a chave para a análise dos esforços provenientes da fundação, fornecendo suporte para o dimensionamento de fundações: rasas e profundas. O software apresentado oferece suporte para lançamento de sapatas, vigas, pilares, além do lançamento das características do solo e das cargas advindas da superestrutura, que são a base para o dimensionamento da estrutura e cálculo de recalque do solo.

Por isso, o projeto de TCC se comprometeu a analisar, demonstrar e exibir os resultados do dimensionamento da fundação rasa de uma edificação do tipo sobrado no software e por cálculos manuais. Ademais, concluiu qual método obteve êxito ao desenvolver a fundação com o uso de menor quantidade de materiais.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Desenvolvimento das técnicas de dimensionamento de fundações rasas, sondagens geotécnicas e software de dimensionamento estrutural

Para Albuquerque e Garcia (2020), a estrutura de um prédio precisa de uma base sólida e estável para se apoiar. Desta forma, os autores elegem a fundação como parte chave da estabilidade, durabilidade e sucesso de uma edificação. Além disso, a fundação é composta por: elementos estruturais e também pelo solo, que possui características específicas que irão nortear o engenheiro na escolha mais adequada da fundação. Velloso (2011) destaca que as fundações superficiais transmitem as suas cargas através da base da fundação, enquanto as fundações profundas transmitem-nas através do atrito lateral. Para ser considerada superficial é necessário que a fundação esteja na cota correspondente a uma profundidade de duas vezes sua menor dimensão, conforme a ABNT NBR 6122:2019. Enquanto para ser considerada profunda, a fundação deve extrapolar a profundidade com valor superior a oito vezes sua menor dimensão em planta e no mínimo 3 metros de profundidade.

Segundo Andrade (2003), o início de um projeto está ligado a diversos parâmetros, o que leva em consideração: características do solo, porte da edificação, configuração arquitetônica, funcionalidade, dentre outros. Desta forma, é fundamental que o profissional possua conhecimento vasto sobre o assunto, pois segundo Brito (1987), uma fundação bem projetada representa de 3% a 10% do custo total da construção de um edifício, enquanto se forem mal projetadas ou concebidas poderão representar cerca de 5 a 10 vezes mais custoso do que o método mais favorável para o caso.

Desta forma, Moraes (2015) afirma que os sistemas de análises de estrutura sofreram grandes avanços, permitindo a manipulação e otimização do dimensionamento geométrico das fundações favorecendo alterações e correções em tempo muito menor e de maneira mais confiável. Albino e Anjos (2017) destacam o nível competente da precisão dos resultados e detalhamento, além da acessibilidade que esses aplicativos oferecem para os iniciantes, fomentando a competitividade entre os profissionais que almejam elaborar projetos de forma mais produtiva.

Com isso, as fundações são a base para a edificação, onde sua má concepção pode gerar patologias: fissuras, trincas, rachaduras, reduzir a vida útil ou causar sua total ruína. Para Arivabene (2015), as patologias são diagnosticadas em sua grande maioria através da inspeção visual, porém, em outros casos, o inconveniente é mais complexo, necessitando de uma análise mais detalhada quanto ao projeto, as cargas as quais está submetida, o tipo de solo ao qual a construção está assentada e a execução da obra. Desta forma, o projeto de fundações, por não estar visível nem acessível, deve receber atenção maior durante a fase de projeto e construção, pois intervenções corretivas são extremamente custosas, como por exemplo as edificações localizadas na orla de Santos-SP, que sofreram recalque por possuírem fundações rasas apoiadas sobre dezenas de metros de camadas de solos altamente compressíveis.

Com isso, torna-se imprescindível a investigação geotécnica, a fim de fornecer ao projetista as características do solo. Destaca-se o SPT (*Standard Penetration Test*), na qual é obrigatória seu uso em todas as edificações e é descrita na ABNT NBR 6122. Ademais, a análise do solo demonstrará o nível do lençol freático, a quantidade de golpes para perfurar cada camada, o tipo de solo, compacidade, etc. Para Albuquerque e Garcia (2020), uma investigação geotécnica representa apenas 0,5% a 1% do valor total da obra.

“A sondagem é um procedimento que objetiva conhecer as condições naturais do solo, visando reconhecer seu tipo, características físicas e principalmente sua resistência” (REBELLO, 2008, p. 27).

Enquanto isso, o software Alto Qi Eberick permite o cálculo estrutural com o uso ferramentas específicas em cada etapa do projeto com: lançamento de cargas concentradas em vigas e pilares, lançamento de cargas distribuídas, lineares e concentradas em lajes, lançamento de pilar parcialmente apoiado em viga, ligações engastadas, rotuladas e semirrígidas, com definição individual de flexibilidade, pré-moldados, dimensionamento de perfis metálicos, dimensionamento de alvenaria estrutural, lajes protendidas, etc (ALTOQI, 2023).

2.2 Conceito de fundação

Segundo a NBR 6122/2019, as fundações podem ser divididas em rasas e profundas. Ademais, segundo Souza e Santos (2014), fundação é compreendida como um conjunto de peças estruturais que possuem função de transmitir as cargas advindas da superestrutura para o solo além de resistir às tensões provenientes dos esforços solicitantes, mantendo a integridade do solo, com economicidade, segurança e durabilidade. Desta forma, as fundações rasas transmitem a suas tensões para o solo através da área da sua base, possuindo profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão.

Para Botelho (2016, p.95), as fundações rasas são indicadas para solos com lençol freático baixo e que apresentem boa resistência nas primeiras camadas. Segundo Velloso e Lopes (2010), são fundações rasas: blocos, sapatas, grelhas e radiers, e fundações profundas: estaca, tubulão e caixão.

Todavia, as fundações profundas transmitem seus esforços através da base ou(e) do atrito lateral, possuindo profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão, com no mínimo 3 metros de profundidade.

2.2.1 Conceito de sapata isolada

A sapata isolada é um tipo de fundação rasa que recebe as cargas provenientes de um pilar, transmitindo através da área da sua base os esforços para o solo. Além disso, possuem armaduras, que permitem resistir a esforços de tração. Ademais, Carvalho (2014) apresenta diversas vantagens das sapatas quando comparadas a outras fundações, como: facilidade e rapidez de execução, dispensando mão de obra especializada.

Para Alva (2007), as sapatas podem ser classificadas segundo três critérios: rigidez, forma e solicitação de cargas. Desta forma, para ser considerada rígida ou flexível, a ABNT (2014) N° 6118 determina que para ser flexível deve atender a equação (2.1), enquanto para ser considerada rígida deve corresponder a equação (2.2):

$$h \geq \frac{B - b}{3} \quad (2.1)$$

$$h \leq \frac{B - b}{3} \quad (2.2)$$

Na qual:

h: altura da sapata (cm);

B: dimensão da sapata em determinada direção (cm);

b: dimensão do pilar na mesma direção (cm);

Para Bastos (2019), as sapatas rígidas são preferíveis em projetos de fundação, por apresentarem menor deformação, sendo assim menos sujeitas à ruptura por punção, conferindo maior segurança. Enquanto as flexíveis possuem menor altura e são utilizadas para fundação de cargas pequenas e solos menos resistentes.

2.3 Sapatas quanto à forma

As sapatas são o tipo de fundação superficial mais comum, possuindo grande variabilidade de configurações. Segundo Bastos (2019), no que tange seus formatos existem as sapatas: isoladas, corridas, associadas, de divisa e com viga de equilíbrio.

2.3.1 Sapata Isolada

A sapata isolada é a mais utilizada em fundações, transmitindo ao solo as cargas de um único pilar. O formato mais comum de sua base é o retangular. De acordo com Bastos (2019), as ações que ocorrem comumente nessa fundação são a força Normal (N), momentos fletores M_x ou M_y , e força horizontal (H). O limite para uma sapata retangular é que a maior largura não supere cinco vezes a menor largura. Desta forma, se superado, então é chamada de sapata corrida. Segundo a NBR 6122, a menor dimensão da sapata não deve ser inferior a 60 cm.

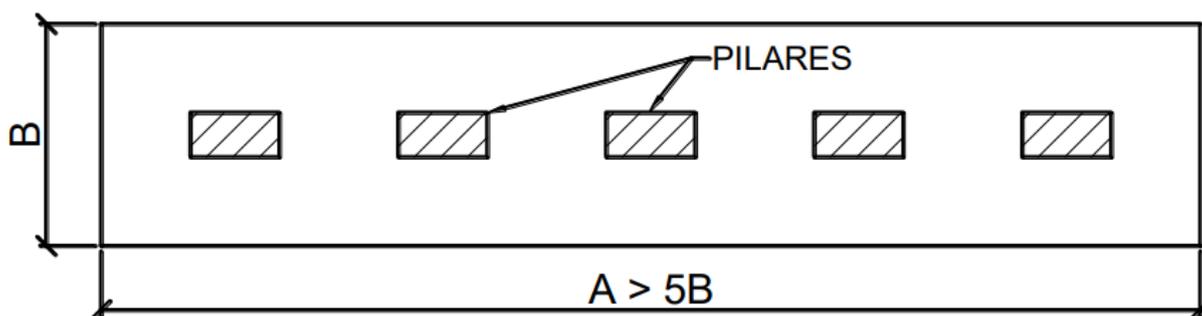
Para Bastos (2019), a sapata isolada sob pilar de divisa sofre um momento fletor acentuado, ocasionado pela excentricidade entre o centro de gravidade do pilar e da sapata. Com isso, tal esforço deve ser combatido para evitar a ruptura e/ou deformação do elemento estrutural. Como solução, pode-se utilizar uma viga de

equilíbrio ou o aumento da sua área e armadura, o que confere maior capacidade de combater a flexão.

2.3.2 Sapata Corrida

A sapata corrida segundo a NBR 6122 é compreendida como um elemento de fundação sujeito à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares sob mesmo alinhamento. Esse elemento é comum em edificações de porte pequeno, como galpões, muros de divisa, arrimo, paredes de reservatórios e piscinas. Ademais, sua maior largura (A), deve ser cinco vezes maior que a outra dimensão (B).

Figura 1 - Configuração comum para sapata corrida.

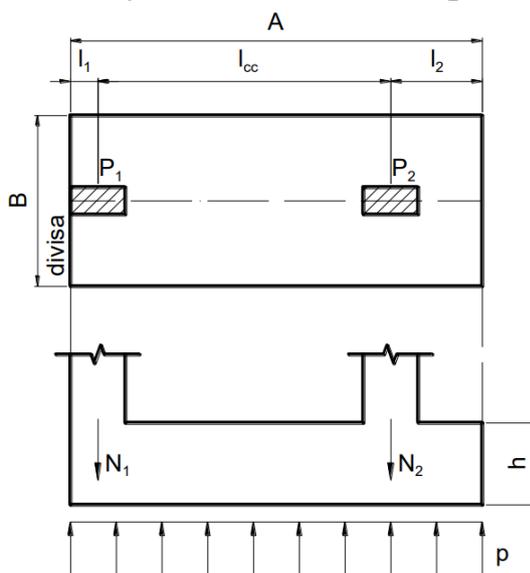


Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

2.3.3 Sapata Associada

A NBR 6122 prevê a existência de sapata associada quando a proximidade entre os pilares impede o lançamento de uma sapata isolada para cada pilar. Para Bastos (2019), a sapata associada pode ser projetada com viga de rigidez. Ademais, Rabello (2008) estipula que para ocorrer uniformidade na distribuição das tensões para o solo deve se projetar os centros de gravidade da sapata associada e das cargas dos pilares devem coincidir, com sua área diretamente ligada a soma de todas as cargas dos pilares ao qual está conectada.

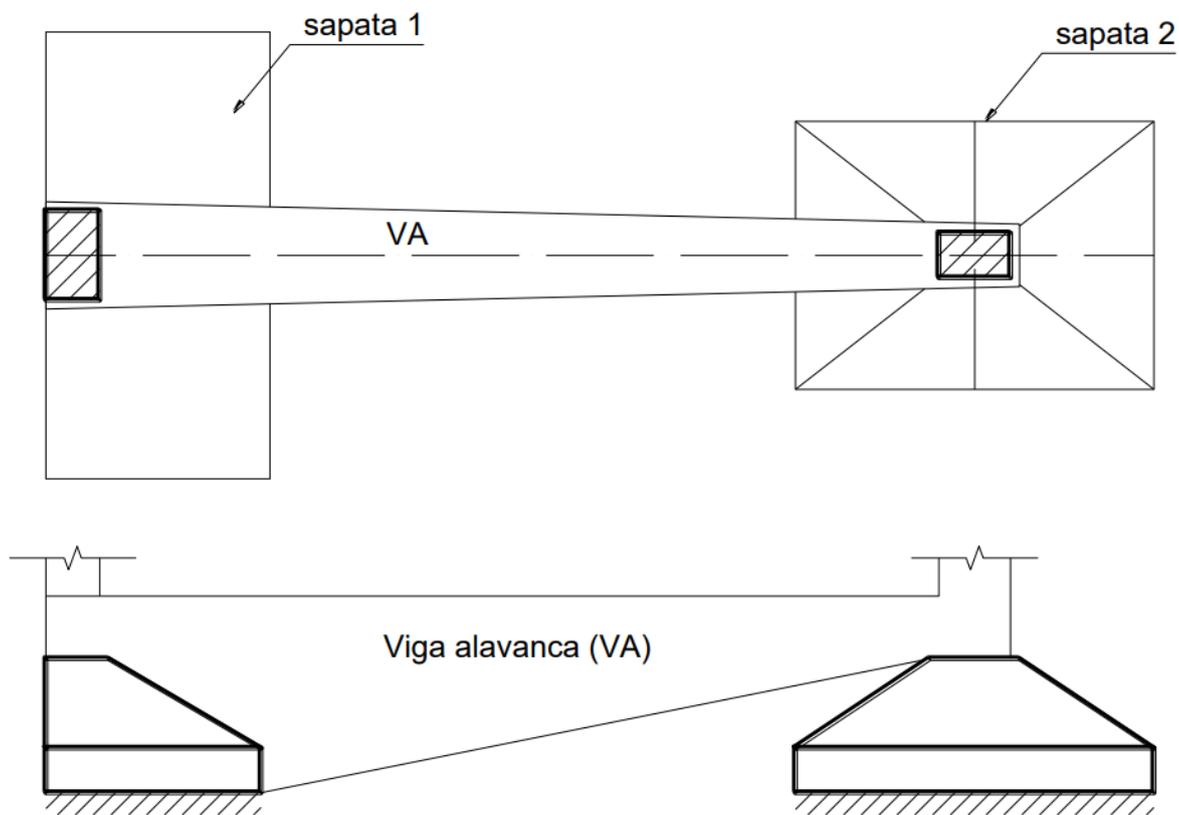
Figura 2 - Sapata associada sem viga de rigidez.



Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

2.3.4 Sapata com viga alavanca

Segundo a NBR 6122, a viga alavanca ou viga de equilíbrio possui função de receber as cargas de um ou mais pilares e transmiti-las centradas às fundações. A sua aplicação ocorre geralmente em divisa de terreno, onde ocorre excentricidade entre a aplicação de carga do pilar e o centro geométrico da sapata. O momento fletor gerado pela excentricidade é combatido pela viga alavanca, que liga o pilar excêntrico a um pilar interno da edificação. De acordo com Campos (2015), a viga será dimensionada e calculada como uma viga em balanço, com altura e rigidez adequadas para suportar o momento e as tensões tangenciais, além de reduzir as deformações na situação de balanço.

Figura 3 - Viga alavanca.

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes, (2010).

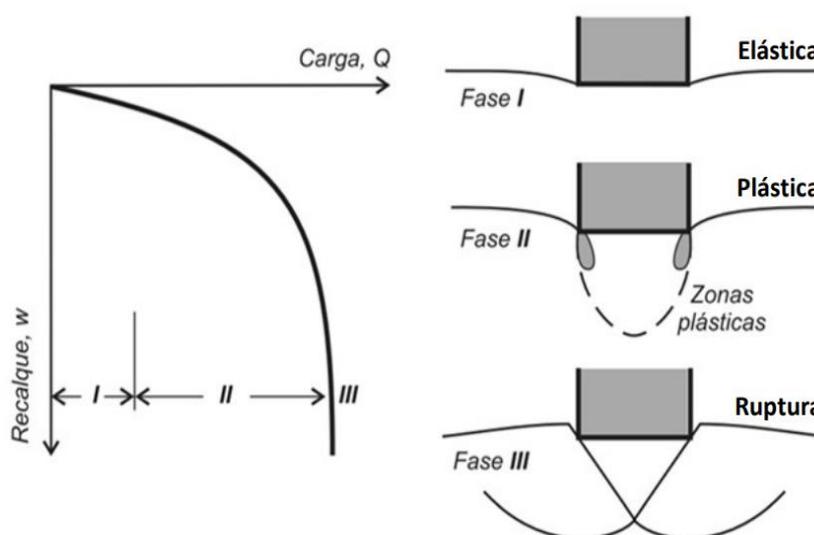
2.4 Capacidade de carga em fundações rasas

A fim de dimensionar adequadamente as sapatas, é essencial considerar diversos parâmetros, tais como a capacidade de carga do solo, as dimensões em planta, a altura e as armaduras da sapata. No que diz respeito ao dimensionamento relativo à resistência do solo, existem diversos métodos disponíveis, e neste projeto de pesquisa, será abordado o método de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963).

2.4.1 Capacidade de carga para Terzaghi

Velloso e Lopes (2010), ao descrever o comportamento de cargas verticais e recalques, observou que uma sapata com dimensão qualquer B , assentada sob um solo, submetida a uma carga crescente a partir do zero, apresentará recalques proporcionais (chamada de fase elástica). Desta forma, a primeira fase apresenta recalques que se estabilizam com o tempo, com a velocidade de deformação diminuindo e tendendo a zero. No entanto, numa segunda fase, ocorre o deslocamento plástico. O estado plástico aparece primeiramente junto às bordas da fundação, e progressivamente vai aumentando conforme o aumento do carregamento, apresentando recalques irreversíveis. Por conseguinte, o aumento do carregamento leva a um crescimento contínuo da velocidade de recalque até a ruptura do solo. A **Figura 4** demonstra os fenômenos anteriormente descritos (Kézdi, 1970).

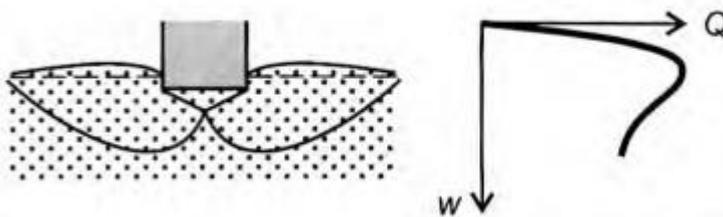
Figura 4 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical.



Fonte: Kézdi (1970)

Desta forma, Velloso e Lopes (2010) descrevem sobre o estudo das curvas carga-recalque como fundamentais para antecipar os possíveis tipos de rupturas do solo. O primeiro modo de rompimento do solo é o brusco (ou generalizado), ocorrendo após uma curta transição seguido por uma tangente vertical. Esse tipo de ruptura ocorre em solos mais rígidos, tais como argilas duras, areias compactas e muito compactas. Pode-se observar na **Figura 5**.

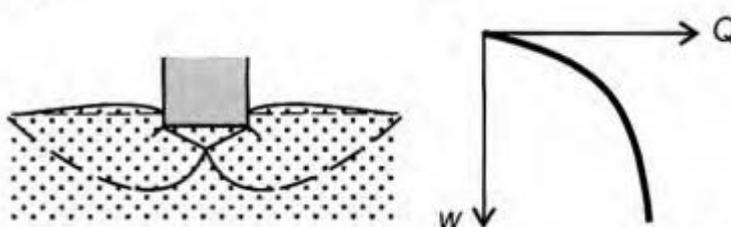
Figura 5 – Tipo de ruptura generalizada.



Fonte: Adaptado de Vesic (1963)

Todavia, há um segundo tipo de comportamento denominado de ruptura localizada, apresentando uma curva mais abatida e uma tangente inclinada no ponto mais extremo. Este tipo de ruptura ocorre em solos mais deformáveis: areias fofas, argilas médias e moles. Pode-se observar o comportamento na **Figura 6**.

Figura 6 – Tipo de ruptura localizada.



Fonte: Adaptado de Vesic (1963)

Desta forma, Karl Von Terzaghi(1943), estimou a capacidade de carga através de parâmetros como: resistência e tipo de solo, bem como pela fundação em questão e sua profundidade de assentamento.

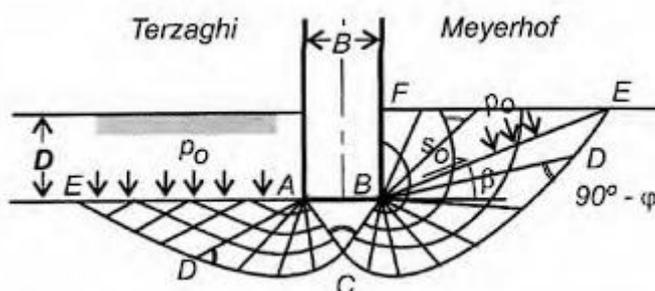
Para Velloso e Lopes (2011, p. 59) Terzaghi define como fundação superficial:

Uma fundação superficial é aquela cuja largura $2b$ é igual ou maior que a profundidade D da base da fundação. Satisfeita essa condição, pode-se desprezar a resistência o cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga $q = \gamma D$. Com isso, o problema passa a ser o de uma faixa (sapata corrida) de largura $2b$, carregada uniformemente, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito. (TERZAGHI, 1943)

2.4.2 Capacidade de Carga para Meyerhof

Após os estudos de Terzaghi, surgiram vários trabalhos buscando complementar a aprimorar sua teoria sobre a capacidade de carga de fundações. Um autor que se destacou nessa missão foi Meyerhof (1963). Segundo Cintra et al. (2011), ao contrário de Terzaghi que considerava que a cunha de ruptura possuía influência numa distância D abaixo da superfície do solo, Meyerhof propôs que a cunha se estendia até a superfície do terreno no caso de fundações rasas. Desta forma, a contribuição da resistência ao cisalhamento na camada superior da base da fundação possui efetividade, pode-se observar as teorias em comparação na **Figura 7**:

Figura 7 - Comparativo entre as teorias de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963) para fundação direta.



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Ademais, Meyerhof também contribuiu ao considerar a excentricidade de carregamento. Por isso, Meyerhof (1963) dispõe a substituição das dimensões da sapata por valores fictícios que utilizem a influência da excentricidade do carregamento aplicado. Com essas dimensões podendo ser calculadas por:

$$B' = B - 2eB \quad (2.3)$$

$$L' = L - 2eL \quad (2.4)$$

Onde:

B' : Dimensão do pilar com menor dimensão (cm);

B : Dimensão da sapata com menor dimensão (cm);

L': Dimensão do pilar com maior dimensão (cm);
 L: Dimensão do pilar com maior dimensão (cm);
 eB: Distância entre o centro de massa do pilar e da sapata na menor dimensão (cm);
 eL: Distância entre o centro de massa do pilar e da sapata na maior dimensão (cm);

Além disso, Meyerhof (1963) propôs as equações para estimar a tensão de ruptura de solos arenosos e argilosos, respectivamente.

$$\sigma_{rup} = 32 * N' * (B + D) \quad (2.5)$$

$$\sigma_{rup} = 16 * N' \quad (2.6)$$

Onde:

σ_{rup} : Tensão de ruptura (kN/cm²);

B: Menor dimensão da fundação (cm);

D: Profundidade de assentamento (cm);

N': Média de valores de N_{spt} numa profundidade 2 vezes maior que a maior dimensão da fundação.

2.5 Investigação geotécnica

A investigação geotécnica deve ser realizada com o intuito de adequar a melhor solução técnica ao solo encontrado no terreno onde será assentada as fundações, o que inclui: economia, facilidade de execução e segurança. Ademais, Quaresma et al. (2009) afirma que no Brasil há uma preferência maior pelos ensaios in situ, ocorrendo investigação laboratorial somente em casos especiais. Os principais ensaios de campo são:

- Standard Penetration Test (SPT);
- Ensaio de penetração de cone (CPT);
- Ensaio de palheta – Vane Test;

- Pressiômetros;
- Dilatômetro de Marchetti;
- Ensaio de carregamento de placa – provas de carga;
- Ensaio geofísicos, como o de Cross-Hole;

Para Rabello (2008), mesmo não sendo o teste mais completo de investigação geotécnica, o SPT é o mais utilizado no Brasil e no mundo. Além disso, apresenta simplicidade na execução, ausente de maquinários caros e complexos, segundo a NBR 6484:2001 apresenta aparelhagem que inclui: torre com roldana, tubos de revestimento, trado-concha ou cavadeira, trado helicoidal, trépano de lavagem, amostrador padrão, martelo padronizado, recipiente para amostras, etc. Ademais, é um teste que apresenta dados sobre o número de golpes para penetrar as camadas do solo, o nível do lençol freático e o tipo de solo presente em cada camada.

Todavia, a NBR 6484 (2001) demonstra que a partir do número de golpes é possível determinar o tipo de camada do solo relacionando a resistência à penetração com o estado de compactação. Com isso, pode-se observar tal relação de número de golpes versus compactação na **Tabela 1**.

Tabela 1 - Estados de compactação e resistência 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	Mediamente 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 compactação 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 designação da compactação relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica do Solos.

Fonte: (NBR 6484, ABNT, 2001, p. 17).

2.6 Interação solo estrutura

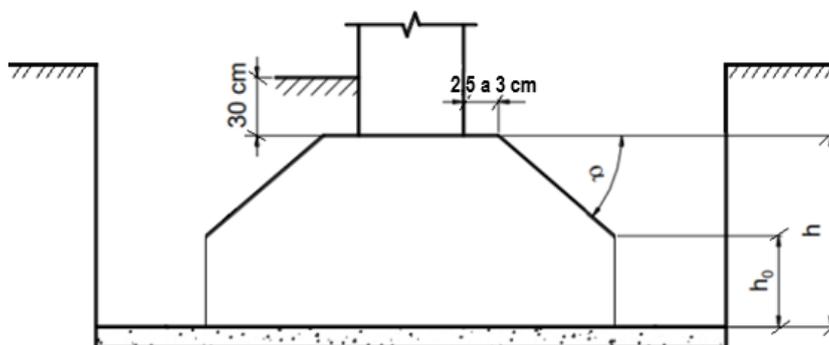
2.6.1 Dimensionamento das sapatas

O dimensionamento das dimensões e estrutura de uma sapata envolve vários fatores, que influenciam diretamente na solução estrutural adotada, como: a capacidade de carga do solo, as dimensões em planta, a altura e as armaduras da sapata. No que diz respeito ao dimensionamento das armaduras das sapatas, existem várias abordagens disponíveis para cálculo. Neste projeto de pesquisa, será discutido o método das bielas e tirantes.

2.6.2 Detalhes construtivos das sapatas

A Norma Brasileira responsável por tratar das fundações da construção civil é a NBR 6122 (2019), na qual estabelece a dimensão mínima para sapata isolada como sendo 60 cm. Ademais, define que todas as partes da fundação superficial devem ser concretadas sob um lastro de concreto não estrutural, com espessura mínima de 5 cm. Ademais, as sapatas em sua maioria são concebidas com o objetivo de serem rígidas, no entanto, quando o solo apresenta baixa resistência deve ser projetadas com estrutura flexível. Para Bastos (2019), a altura da face externa de uma sapata deve obedecer ao parâmetro exposto na equação (2.7):

Figura 8 – Detalhamento construtivo de uma sapata.



Fonte: Adaptado de Bastos(2019).

$$h_0 \geq \left(15\text{cm}; \frac{h}{3}\right); \quad (2.7)$$

Onde:

h_0 : altura das faces extremas (cm);

h : altura total da sapata(cm);

Segundo Bastos (2019), a parte superior da sapata deve possuir de 2,5 a 3 cm para facilitar a montagem e apoio da fôrma do pilar. Entretanto, segundo o autor, o ângulo α deve ser menor que 30° , sendo este o ângulo de inclinação de talude natural do concreto.

2.6.3 Capacidade de carga

Para Maragon (2018), a capacidade de carga dos solos é definida pela tensão que causa a ruptura do maciço ao qual a fundação está apoiada. Ademais, para determinar a capacidade de carga deve se considerar a ruptura e deformação.

Desta forma a carga Q será transmitida ao solo através de uma base de área A , com tensões médias P como disposto na equação (2.8):

$$p = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B * L} \quad (2.8)$$

Onde:

p : tensão do solo (kN/cm²);

Q : Carga (kN);

A : Área da base (cm²);

Com isso, Maragon (2018) afirma que a capacidade de carga de ruptura é aquela capaz de ocasionar deslocamentos compreendidos entre sensíveis até excessivos. Todavia, a capacidade de carga de segurança à ruptura se refere à carga máxima que o solo suporta sem ocorrer seu colapso, independente das deformações. Portanto, é necessário a utilização de um fator de segurança para prever possíveis variações nas condições de carga, incertezas nos materiais e outras variáveis.

Tal coeficiente de segurança é encontrado em numerosos estudos que abrangem regras particulares para a natureza de cada obra. Fatores como: homogeneidade do solo, investigações geotécnicas amplas, precisão no modelo e cálculo e consequências em caso de acidentes são determinantes para a majoração do fator de segurança utilizado no cálculo das fundações. Caputo e Caputo (2017), preconiza que os acidentes de fundação são mais comuns relacionados a recalques excessivos, e são raros os incidentes com rupturas do terreno.

De acordo com a ABNT NBR 6122, a obtenção da tensão admissível do solo deve ser estimada através do uso de métodos: empíricos, semi empíricos ou teóricos.

2.6.4 Método prático: Prova de Carga sobre placa

Normatizado pela NBR N° 6489, esse método consiste em estimar a resistência do solo com o uso de uma prova de carga, utilizando uma placa de aço rígida de 80 cm de diâmetro, gradualmente carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra uma estrutura de suporte. A aplicação de carga só é feita após a estabilização dos recalques resultantes da carga anterior. Tal procedimento é realizado novamente até que o solo se rompa ou até que se alcance o dobro da tensão admissível previamente estimada para o solo. Com isso, tem-se dados sobre o comportamento do solo estudado, elaborando um gráfico que expressa a curva tensão x recalque.

2.6.5 Método semiempírico

Segundo a NBR 6118:2010, os métodos semiempíricos utilizam seus resultados obtidos a partir de ensaios com as tensões admissíveis do solo, aplicando fórmulas teóricas munidas de dados obtidos através do SPT (resistência à penetração do solo).

Todavia, no presente projeto será utilizado a metodologia de Alonso (1983) para obtenção da tensão admissível de fundações rasas. Consiste no uso da média de valor do SPT do solo, possuindo limitação de valor de até 20 golpes. Por conseguinte, os valores de N_{spt} utilizados são os correspondentes ao bulbo de tensão

provocado pela sapata ao solo, que corresponde a duas vezes a maior dimensão da sapata em profundidade, iniciando da cota de assentamento, como observa-se na

Figura 9:

Figura 9 - Bulbo de tensões provocado pela fundação rasa.



Fonte: Velloso & Lopes (2010)

Além disso, a tensão pode ser definida pela equação (2.9):

$$\sigma_s = \frac{SPTm}{50} \quad (2.9)$$

Onde:

σ_s : tensão admissível do solo (MPa);

$SPTm$: média dos valores de SPT das camadas selecionadas de solo.

2.6.6 Método teórico

De acordo com Hachich *et al.* (1998), descreve que esses métodos estimam os valores de resistência do solo com base na correlação das propriedades intrínsecas conforme o tipo de solo: areias, siltes e argilas. Por utilizar dados puramente

bibliográficos, possui fatores de segurança elevados, para compensar a ausência de materiais ou ensaios com o solo da própria edificação. Portanto, Velloso e Lopes (2011) relatam que os métodos mais difundidos para se obter a capacidade de carga são os de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) e Vesic (1943).

De acordo com Caputo (2017), a teoria se baseia na verificação da cunha formada pelo solo abaixo da fundação, que mostra propensão a se deslocar verticalmente com ela, ocasionado pelo atrito solo-estrutura. O comportamento da cunha ao se deslocar no solo enclausurado, provoca as zonas de cisalhamento: radial e linear. Cintra et al. (2011) descreve que o solo realiza um giro para baixo, originando uma cunha que move o solo para a lateral e para cima.

Todavia, Terzaghi e Peck (1967) desenvolveram uma equação para estimar a capacidade de carga considerando uma ruptura generalizada demonstrada pela equação (2.10):

$$\sigma R = c * N_c * S_c + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma + q * N_q * S_q \quad (2.10)$$

Onde:

σR = Carga de ruptura (kN/cm²);

c = Coesão (kN/m²);

N_c , N_γ e N_q = Fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito (ϕ), conforme **Figura 10** (adimensional);

S_c , S_γ e S_q = Fatores de forma obtidos em função da geometria da sapata, conforme **Tabela 2** (adimensional);

q = Tensão efetiva na cota de assentamento da fundação (kN/cm²);

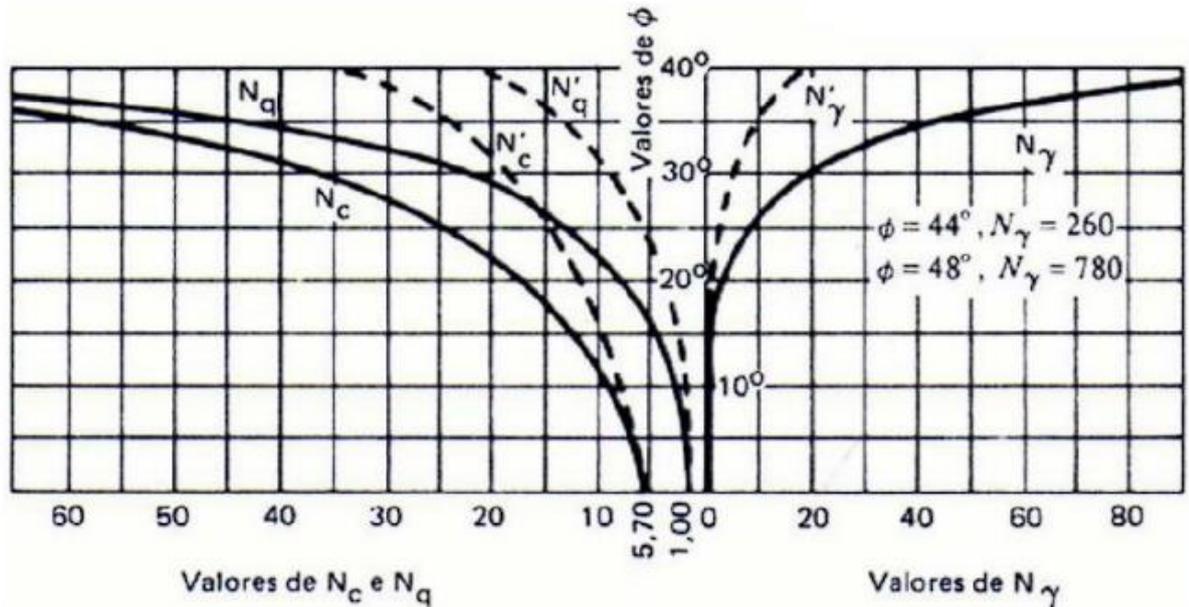
B = Menor dimensão da sapata (cm);

γ = Peso específico do solo (kg/m³);

A **Figura 10** demonstra o ábaco para determinar os fatores de capacidade de carga dos solos: N_c , N_γ e N_q . Para solos que apresentam ruptura generalizada (areias compactas, argilas rijas e duras), está representado pelas linhas contínuas, enquanto

para os solos de ruptura local (argilas médias e moles, areias fofas) está representado pelas linhas tracejadas.

Figura 10 - Fatores de Capacidade de carga.



Fonte: Terzaghi & Peck, (1943)

Para se obter o ângulo de atrito, correspondente aos valores de fatores de capacidade de carga, utiliza-se a correlação de GODOY (1983) por meio da equação (2.11):

$$\phi = 28^\circ + 0,4 * NSPT \quad (2.11)$$

Onde:

NSPT = Número de golpes necessários para a cravação do amostrador de sondagem à percussão, considerando os 30 cm finais.

Ademais, os fatores de forma \$S_c\$, \$S_y\$ e \$S_q\$ são determinados através do formato da fundação, conforme a **Tabela 2**:

Tabela 2 - Fatores de forma de Terzaghi.

Forma	Fator de forma	Fator de forma \$S_y\$	Fator de forma
-------	----------------	------------------------	----------------

	Sc		Sq
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Adaptado de Terzaghi e Peck (1967).

Para a obtenção da coesão e peso específico do solo, levou-se em consideração que a coesão em solos arenosos é igual a zero, com isso julgou-se os parâmetros de JOSSERT JR (2007) e os dados geotécnicos médios em relação ao N_{spt} , conforme a **Tabela 3**:

Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos em função do NSPT.

Tipo de solo	Faixa de SPT	Peso específico (kN/m^3)		Ângulo de atrito efetivo	Coesão efetiva (kN/m^2)
		Natural	Saturado		
Areia pouco siltosa/pouco argilosa	0-4	17	18	25	-
	5-8	18	19	30	-
	9-18	19	20	32	-
	19-41	20	21	35	-
	≥ 41	20	21	38	-
Silte arenoso	5-8	18	19	25	15
	9-18	19	20	26	20
	19-41	20	20	27	30
	≥ 41	21	21	28	50
Silte argiloso	-	18	18	27,5	30

Fonte: Joppert Jr, (2007).

Em concordância com CINTRA, AOKI, ALBIERO (2012, p.31) Terzaghi orienta que os parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito sejam minorados em caso de ruptura por punção, descrito na equação (2.12) e (2.13):

$$c' = \frac{2}{3} * c \quad (2.12)$$

$$tgo' = \frac{2}{3} * tgo \quad (2.13)$$

Onde:

c = coesão do solo (kPa);

c' = coesão do solo minorada (kPa);

ϕ = ângulo de atrito interno ($^\circ$);

ϕ' = ângulo de atrito interno minorado ($^\circ$);

Resta então inserir o fator de segurança demonstrado na equação (2.14), e com valores estabelecidos na **Tabela 4**.

$$\sigma S = \frac{\sigma R}{FS} \quad (2.14)$$

Onde:

FS : Fator de Segurança;

σS : Tensão de Segurança (kN/cm²);

σR = Tensão de ruptura (kN/cm²).

Tabela 4 - Fator de Segurança Global.

Condição	Fator de segurança
Capacidade de cargas de fundações superficiais	3,0
Capacidade de cargas de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de cargas de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Fonte: ABNT NBR 6122 (2010)

σ_R , a tensão de ruptura sendo definida pela equação (2.15):

$$\sigma_R = \frac{F}{A} \quad (2.15)$$

Onde:

F = Força (kN);

σ_R = Tensão de ruptura (kN/cm²).

A = Área (cm²);

2.7 Obtenção das dimensões em planta

Segundo Teixeira e Godoy (2009), o início de todo projeto deve consistir em dimensionar e posicionar as fundações superficiais, partindo do conhecimento sobre a tensão admissível do solo em questão. Para Alva (2007), a tensão admissível do solo não pode ser superada pelas tensões de compressão.

De acordo com Alva (2007), pode-se calcular a área da sapata pela equação (2.16):

$$A_{sap} = \frac{K * P}{\sigma_s} \quad (2.16)$$

Onde:

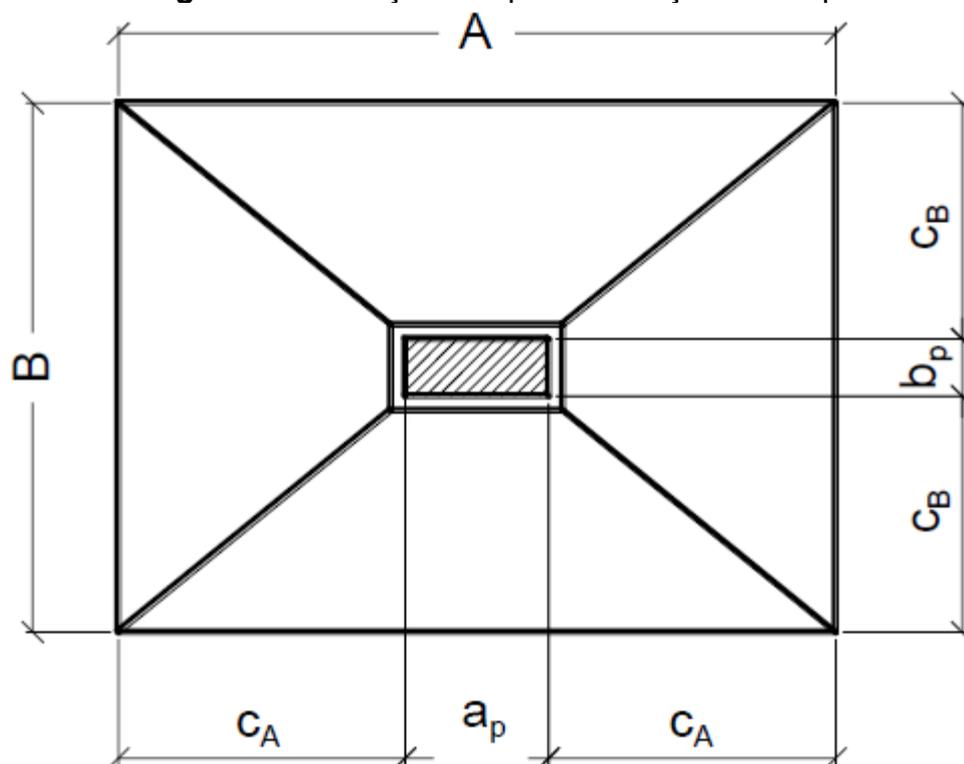
K : Coeficiente de majoração das cargas, com valor de 1,05 para sapatas flexíveis e 1,10 para sapatas rígidas;

P : Carga do pilar (kN);

σ : Tensão admissível do solo (MPa);

Além disso, pode-se observar os parâmetros de distância da face do pilar para a face da sapata, para critérios de dimensionamento e detalhamento, conforme a **Figura 11**.

Figura 11 - Notações do pilar e notações da sapata.



Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

Para Alonso (1983), após a obtenção da área, as dimensões devem seguir as seguintes regras: O centro de gravidade da sapata e do pilar devem coincidir e a relação entre os lados, devem preferencialmente possuir uma razão máxima de 1:2,5. Todavia, Alva (2007) institui que a distância entre a face do pilar até a extremidade deve ser igual nas duas direções, conforme a equação (2.17):

$$A - B = a_p - b_p \quad (2.17)$$

Onde:

A: Maior dimensão da sapata (cm);

B: Menor dimensão da sapata (cm);

a_p: maior dimensão do pilar apoiado (cm);

bp : menor dimensão do pilar apoiado (cm);

Desta maneira, é possível encontrar o lado B com a equação (2.18):

$$B = -\frac{ap - bp}{2} + \sqrt{\frac{(ap - bp)^2}{4} + Asap} \quad (2.18)$$

Onde:

A: Maior dimensão da sapata (cm);

B: Menor dimensão da sapata (cm);

ap : Maior dimensão do pilar apoiado (cm);

bp : menor dimensão do pilar apoiado (cm);

$Asap$: Área da sapata (cm²).

Para encontrar o lado A, temos a equação (2.19):

$$A = \frac{B}{Asap} \quad (2.19)$$

Onde:

A: Dimensão do lado A da sapata (cm);

B: Dimensão do lado B da sapata (cm);

$Asap$: Área da sapata (cm²);

Para obter o valor da distância entre a face do pilar e a face da sapata tem-se a equação (2.20):

$$ca = cb = \frac{A - ap}{2} \quad (2.20)$$

Onde:

ca : Distância entre a face do pilar e a face da sapata do lado maior (cm);

cb : Distância entre a face do pilar e a face da sapata do lado maior (cm);

A: Lado maior da sapata (cm);

ap : Lado maior do pilar (cm);

Todavia, a altura útil da sapata é representada pela equação (2.21):

$$d = h - (c + 1) \quad (2.21)$$

Onde:

d: Altura útil da sapata (cm);

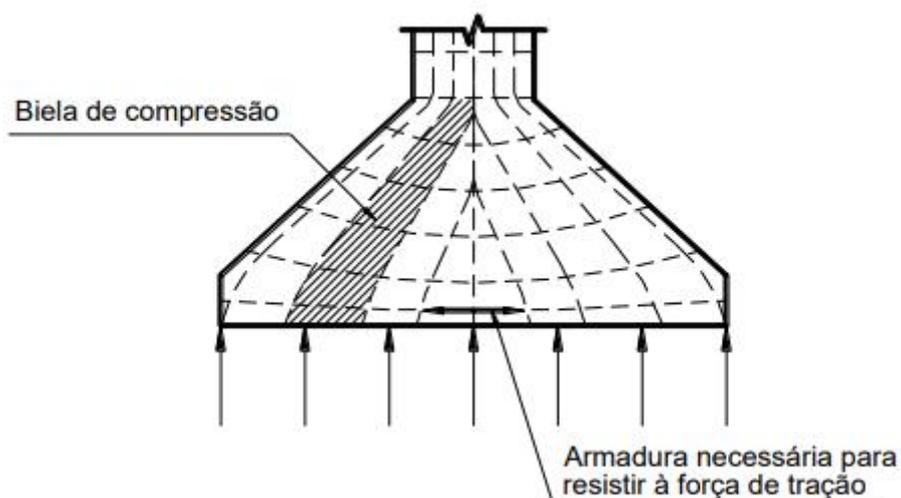
h: Altura total da sapata (cm);

c: cobrimento da sapata (cm);

2.7.1 Método das bielas e tirantes para sapatas

Segundo a NBR 6118, o método para dimensionar armaduras de sapatas é o das bielas e tirantes. Consiste em considerar que a transferência de carga do pilar para a base da sapata se dá por meio de bielas de concreto comprimido, que transmitem suas tensões de tração na base da sapata onde serão resistidas pela armadura.

Figura 12 - Caminho da carga do pilar em direção à base da sapata.



Fonte: Bastos (2019)

Segundo Bastos, esse método é utilizado em sapatas corridas e isoladas, com altura útil limitada segundo a equação (2.22) a seguir:

$$d \geq \frac{A - ap}{4} \quad (2.22)$$

Onde:

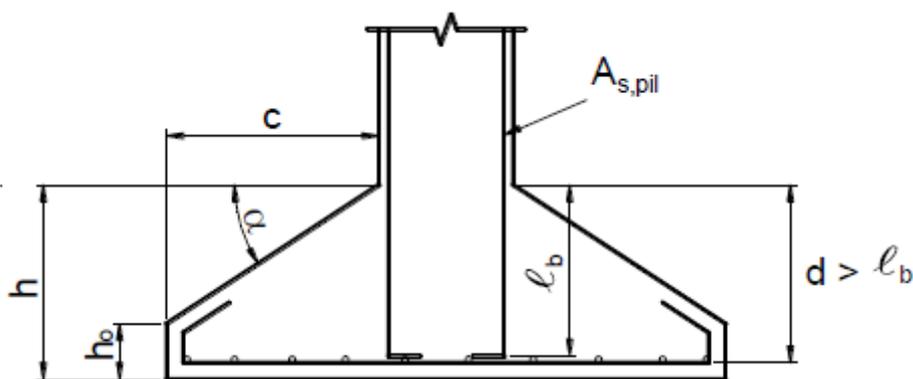
d: altura útil da sapata (cm);

A: Maior dimensão da sapata (cm);

ap: maior dimensão do pilar (cm);

Ademais, observa-se na **Figura 13** observa-se as dimensões e siglas referentes a cada parte da sapata.

Figura 13 – Altura útil mínima da sapata e anotações.



Fonte: Bastos (2019)

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura de flexão da sapata deve ser disposta de forma uniforme sob toda a largura da sapata, com gancho em suas extremidades.

Ademais o ângulo α exposto na **Figura 13** e o valor de h_0 pode ser obtido pela equação (2.23) e equação (2.24) respectivamente:

$$tg\alpha = \frac{h - h_0}{c} \quad (2.23)$$

Onde:

α : ângulo de inclinação da sapata($^{\circ}$);

h: altura total da sapata (cm);
 h₀: altura das faces extremas (cm);
 c: cobrimento da sapata (cm).

$$h_0 \geq \frac{h}{3} \quad (2.24)$$

Onde:

h₀: altura das faces extremas (cm);
 h: altura total da sapata (cm).

A pressão no solo ocasionada pelas cargas da sapata é dada pela equação (2.22):

$$pd = \frac{Nd}{A * B} \quad (2.25)$$

Onde:

pd: valor de pressão do solo majorada pelo coeficiente de $\gamma_f = 1,4$ (kN/cm²);
 A: Dimensão maior da sapata (cm);
 B: Dimensão menor da sapata (cm).

Bastos (2019), apresenta as equações das distâncias das seções de referência até as extremidades da sapata, os momentos internos solicitantes e área de aço da armadura de flexão, respectivamente na equação (2.26), equação (2.27) e equação (2.28):

$$xa = ca + 0,15ap \quad (2.26)$$

$$M_{1A,d} = pd * \left(\frac{xA^2}{2} \right) * B \quad (2.27)$$

$$AsA = \frac{M1a, d}{0,85d * fyd} \quad (2.28)$$

Onde:

x_a : Distância das seções de referência (cm);

c_a : Balanço da sapata (cm);

a_p : Dimensão do pilar (cm);

$M1a, d$: Momento fletor nas seções de referência (kN.cm);

p_d : valor de pressão do solo majorada pelo coeficiente=1,4 (kN/cm²);

B : Dimensão da sapata contrária a distância (x_A) (cm);

d : Altura útil da sapata (cm);

f_{yd} : Tensão de escoamento do aço (kN/cm²);

AsA : Área de aço da armadura (cm²);

Para obtenção do diâmetro e espaçamento das barras da armadura de flexão para o lado maior da sapata utiliza-se a equação (2.29), enquanto que para o menor lado utiliza-se a equação (2.30):

$$DA: \frac{AsA}{A} \quad (2.29)$$

$$DB: \frac{AsB}{B} \quad (2.30)$$

Onde:

DA : Razão entre a área de aço da armadura e o comprimento do maior lado da sapata (cm²/m);

AsA : Razão entre a área de aço da armadura e o comprimento do menor lado da sapata (cm²/m);

AsB : Área de aço do menor lado da sapata (cm²);

A : Lado maior da sapata (m);

B: Lado menor da sapata (cm);

Segundo Bastos (2019), caso os balanços sejam iguais, as áreas de aço de ambas direções são iguais. Por conseguinte, munido da área de aço é possível verificar o diâmetro e o espaçamento da armadura de flexão com o uso do anexo A.

Para a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura da sapata deve possuir comprimento suficiente para a ancoragem do arranque. Com o uso do Anexo B é possível saber o comprimento de ancoragem a partir do diâmetro das barras e concreto.

Outra verificação que deve ser realizada é a compressão diagonal da sapata, verificando então a tensão de cisalhamento atuante, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), conforme equação (2.31) e equação (2.32):

$$u_0 = 2 * (ap + bp) \quad (2.31)$$

Onde:

u_0 : perímetro do pilar (cm);

ap : dimensão menor do pilar (cm);

bp : dimensão maior do pilar (cm);

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 * P}{u_0 * d} \quad (2.32)$$

Onde:

u_0 : perímetro do pilar (cm);

d : altura útil média (cm);

T_{sd} : tensão de cisalhamento atuante (kN/cm²);

P : Carga do pilar (kN)

Então, após o cálculo da tensão atuante verifica-se a tensão de cisalhamento resistente, como demonstrado na equação (2.33). Caso a tensão resistente resulte num valor maior que a atuante, então indica que não haverá esmagamento da diagonal comprimida do concreto.

$$\tau_{rd} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right) * f_{cd} \quad (2.33)$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão (MPa);

f_{cd} : valor de cálculo da resistência característica do concreto à compressão (MPa);

τ_{rd} : tensão de cisalhamento resistente (kN/cm²);

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivo geral

Realizar um comparativo entre as soluções apresentadas por um software comercial de dimensionamento estrutural em contraponto com cálculos realizados de forma manual, a fim de determinar a solução técnica mais adequada e com menor gasto de material.

3.2 Objetivos específicos

- a) Demonstrar os tipos de fundações rasas do tipo sapata existentes na bibliografia técnica da construção civil, explicitando suas características;
- b) Identificar as normas e metodologia para concepção de um projeto de fundações;
- c) Obter as cargas atuantes provenientes da estrutura a partir do software Eberick;
- d) Dimensionar as estruturas no software Eberick além do dimensionamento manual;
- e) Comparar o quantitativo obtido através do software e manual;
- f) Realizar a exposição do resultado mais adequado e a diferença quantitativa entre os dois.

4 METODOLOGIA

4.1 Coleta de dados

O comparativo exposto neste estudo considerou uma edificação residencial localizada na cidade de Ibicoara. É do tipo sobrado e sua arquitetura foi concebida através do software Autodesk Autocad. A planta baixa e cortes estão presentes nos: **Apêndice C, Apêndice D, Apêndice E e Apêndice F.**

4.2 Análise Geotécnica

Para a caracterização do perfil do solo, foram utilizadas resistências de solo fictícias. Foram realizados 3 furos de sondagem, seguindo o que pressupõe a ABNT N° 6484 e N° 8036. O número de furos foram 3, pois a área construída era de 211,89 m². Através desses furos, obteve-se a resistência do solo correspondente a cota de assentamento da fundação, e foi escolhida o tipo de fundação.

4.3 Escolha do tipo de fundação

Com os dados obtidos através do SPT, foi então escolhida a fundação do tipo rasa, devido ao fato de o solo do terreno possuir boa resistência logo nos primeiros metros de profundidade. Tal fundação é considerada mais econômica por não necessitar de escavações profundas, mão de obra especializada ou equipamentos especiais. Ademais, possui simplicidade em execução e resiste consideravelmente bem aos esforços de tração e compressão.

Através do software foi obtido os resultados do dimensionamento das sapatas, e logo após foi feito o dimensionamento manual com o intuito de gerar valores que demonstrarão qual é o método que utiliza menor quantidade de materiais.

4.4 Dimensionamento no AltoQi Eberick

O software AltoQi Eberick foi utilizado com o objetivo de dimensionar inicialmente a superestrutura da edificação, onde em seguida realizou-se o dimensionamento da fundação rasa do tipo sapata. Então para realizar o lançamento no software, seguiu-se as seguintes etapas:

1) É iniciado um novo projeto no programa, inserindo informações sobre grau de agressividade do ambiente, a magnitude do vento, presença e ações sísmicas, resistência do concreto, resistência do solo;

2) É então inserido no programa um arquivo DWG contendo a localização dos pilares e vigas. Logo após, são inseridos os locais onde haverá lajes ou vãos. É possível também inserir cargas acidentais ou permanentes sobre as vigas e lajes.

3) Por último, a estrutura é processada pelo software e exibe os resultados da estrutura, demonstrando se as vigas e pilares possuem resistência o suficiente, além de exibir as dimensões dos elementos de fundação obtidos.

Após isso, com o software munido das cargas provenientes da estrutura, foi dimensionada a fundação rasa. Por conseguinte, a estrutura foi processada pelo software, e seus resultados podem ser observados no: **Apêndice A** e **Apêndice B**, onde se exibiu a localização e dimensões em planta das fundações.

4.5 Dimensionamento manual

Para o dimensionamento manual utilizou-se a metodologia de Bastos (2019), na qual seguiu o roteiro de cálculo do autor, considerando dados sobre: carga do pilar, resistência do solo (MPa), f_{ck} do concreto (MPa), f_{yk} do aço (MPa), diâmetro da armadura da sapata (mm) e cobrimento, com o objetivo de desenvolver os cálculos para dimensionar a área da sapata, verificações de ancoragem, ângulo de inclinação, tensão de cisalhamento e área da armadura resistente à tração.

4.6 Comparativo entre os métodos

Para comparar os métodos de dimensionamento das fundações pelo software e pela metodologia manual, foi confeccionada com o uso do Microsoft Excel uma

tabela demonstrando os valores de concreto e aço utilizados em cada método, explicitando a diferença entre os quantitativos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Seguindo a ABNT NBR 6122 (2018), foram obtidos os dados da quantidade de golpes do SPT. Por conseguinte, foi escolhido o tipo de fundação ideal para o projeto. Então, com o uso do software obteve-se as cargas dos pilares, realizou-se o processamento da fundação e comparou-se os resultados com a metodologia manual de Bastos (2019). Por fim, realizou-se um quantitativo dos diferentes dimensionamentos a fim de compará-los.

5.1 Resultados do solo

Os resultados obtidos partiram da análise de três furos de SPT realizados para sondagem, permitindo a estimativa da capacidade de carga do solo. Realizou-se o cálculo para cada furo, sendo utilizado o valor de capacidade mais baixo, com o objetivo de prezar pela segurança da estrutura ao considerar a pior situação de suporte.

5.1.1 Fundações superficiais

A cota de apoio utilizada foi de 1 metro, sendo a profundidade mínima para esse tipo de fundação, pois apresentou boa resistência no início da sondagem SPT. Os resultados apresentados para o furo 1, 2 e 3, estão contidos respectivamente na **Tabela 5**, **Tabela 6** e **Tabela 7**.

Tabela 5 – Capacidade de carga do furo 1.

Cota de apoio (m)	1
Camada de solo	NSPT
1	5
2	7
3	8
4	8
5	13

6	11
7	14
NSPT médio	6,66
σ MPA	0,4

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 6 – Capacidade de carga do furo 2.

Cota de apoio (m)	1
Camada de solo	NSPT
1	5
2	8
3	8
4	10
5	12
6	12
7	14
NSPT médio	7
σ MPA	0,41

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 7 – Capacidade de carga do furo 3.

Cota de apoio (m)	1
Camada de solo	NSPT
1	2
2	4
3	4
4	9
5	9
6	12
7	14
NSPT médio	3,3
σ MPA	0,2

Fonte: Autoria própria (2023)

5.2 Resultados da análise estrutural pelo software Alto Qi Eberick

Com as plantas baixas da edificação, foi posicionado as vigas e pilares da edificação no arquivo DWG, para posteriormente ser lançado no software Eberick. Com isso, pode-se então importar tais arquivos e posicionar os elementos estruturais, depositando sobre esses as cargas permanentes e acidentais, tal como ação do vento, fck do concreto e normas que serão utilizadas no projeto. Os dados iniciais podem ser vistos no Apêndice A, tal como a imagem 3D da residência está apresentado na **Figura 14**.

Figura 14 - Estrutura do edifício em 3 dimensões.



Fonte: Autoria própria (2023)

Com a inserção dos dados, obteve-se a planta de cargas referentes a superestrutura e sua transmissão para a fundação. Então o Eberick realizou combinações referentes ao estado limite último e esforço mínimo e máximo em relação ao eixo das abscissas e ordenadas. Os resultados obtidos estão na **Tabela 8**.

Tabela 8 – Cargas obtidas pelo software.

Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Pilar							
						Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	15x25	7.50	547.37	6.7	4.4	500	-700	100	-200	0.0	-0.6	0.5	-0.1
P2	15x25	443.96	547.37	10.9	8.7	500	-800	200	-100	0.3	-0.3	0.6	0.0
P3	15x25	927.42	551.28	10.6	8.7	200	-300	300	-300	0.1	-0.4	0.4	0.0
P4	15x25	1392.50	547.37	7.2	4.6	500	-800	400	0	0.7	0.0	0.7	0.0
P5	15x25	7.41	222.50	7.6	5.0	800	-800	100	-100	0.1	-0.4	0.9	-0.9
P6	15x25	303.73	222.50	12.9	10.3	400	-200	200	-400	0.0	-0.5	0.4	-0.5
P7	15x25	675.02	222.50	7.1	5.2	800	-800	300	-200	0.5	-0.2	0.7	-0.9
P8	15x25	790.02	222.50	8.1	6.9	700	-500	100	-400	0.0	-0.7	0.5	-0.1
P9	15x25	1082.42	222.50	11.3	9.2	500	-400	300	0	0.6	0.0	0.4	-0.2
P10	15x25	1392.50	222.50	8.7	7.5	800	-600	200	-200	0.2	0.0	0.6	-1.0
P11	15x25	7.50	12.50	5.8	1.7	600	-700	100	-100	0.0	-0.4	0.5	-0.7
P12	15x25	307.50	-87.50	8.0	6.5	600	-600	100	-100	0.1	-0.3	0.6	-0.5
P13	15x25	675.00	-87.50	11.8	8.6	700	-700	100	-200	0.0	-0.6	0.3	-0.7
P14	15x25	1082.42	-92.50	11.3	9.1	300	-100	400	-300	0.6	0.0	0.0	-0.4
P15	15x25	1392.50	-87.50	7.0	5.5	700	-700	200	-200	0.3	-0.2	0.9	-0.6
P16	15x25	312.50	-408.68	4.1	2.4	300	-300	300	-400	0.2	-0.4	0.2	-0.5
P17	15x25	675.00	-408.68	6.5	5.0	500	-300	300	-300	0.3	-0.5	0.2	-0.2
P18	15x25	1082.42	-408.68	6.0	4.6	500	-300	400	-400	0.5	-0.2	0.2	-0.2
P19	15x25	1387.50	-408.68	3.7	2.1	400	-200	400	-200	0.3	-0.3	0.2	-0.6

Fonte: Autoria própria (2023)

Então foi realizado o dimensionamento das fundações superficiais utilizando-se dos dados obtidos pelo Software Eberick. As sapatas em sua totalidade eram do tipo isoladas de carga centrada. Ademais, visando a economia foi priorizado a padronização do diâmetro dos vergalhões. As dimensões das sapatas e seus respectivos espaçamentos estão apresentados na **Tabela 9**.

Tabela 9 – Dimensões da sapata.

Elemento	A (cm)	B (cm)	Asapata (cm)	Bsapata (cm)	h (cm)	ϕ bitola lado A (mm)	Espaçamento lado A (cm)	ϕ bitola lado B (mm)	Espaçamento lado B (cm)
P1	25	15	90	80	30	ϕ 8	10	ϕ 8 c/ 10	10
P2	25	15	100	90	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P3	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P4	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P5	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P6	25	15	100	90	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P7	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P8	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P9	25	15	100	90	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P10	25	15	100	90	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P11	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P12	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P13	25	15	100	90	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P14	25	15	100	90	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P15	25	15	90	80	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P16	25	15	70	60	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P17	25	15	80	70	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P18	25	15	80	70	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10
P19	25	15	70	60	30	ϕ 8 c/ 10	10	ϕ 8 c/ 10	10

Fonte: Autoria própria (2023)

5.3 Método manual de dimensionamento de sapatas

Para expor a metodologia de cálculo utilizada, foi desenvolvido o cálculo do primeiro pilar da edificação, aplicando-se a mesma rotina de cálculo para todos os outros respectivos elementos de fundação. Os dados sobre: o pilar P1, solo, concreto e aço estão dispostos na **Tabela 10** com o objetivo de desenvolver os cálculos para dimensionar a área da sapata, verificações de ancoragem, ângulo de inclinação, tensão de cisalhamento e área da armadura resistente à tração.

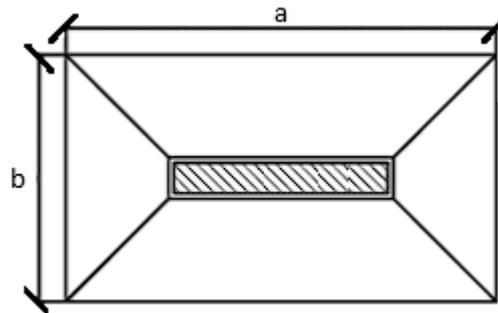
Tabela 10 – Dados do pilar P1.

Dados do problema	
Carga Pilar (kN)	65,7
Tensão admissível do solo (Mpa)	0,2

a (dimensão do pilar) (m)	25
b (dimensão do pilar) (m)	15
Fck do concreto (Mpa)	30
Aço CA-50 fyk (Mpa)	500
Comprimento adotado (cm)	4
Armadura vertical do pilar (mm)	10
Armadura adotada para sapata (mm)	8
Peso Próprio da sapata (%)	5

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 15 - Dimensões da sapata.



Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

De acordo com a equação (2.16), é possível obter a área da sapata para que a tensão no solo apresente valor menor que a admissível. Partindo do pressuposto que a sapata tenha abas semelhantes pode-se utilizar a equação (2.18) para obtenção da dimensão B e depois a dimensão A:

$$S_{sap} = 1,10 * \frac{P}{\sigma_s} = 1,10 * \frac{65,7}{0,01961} = 3685,36 \text{ cm}^2$$

$$B = \frac{1}{2} * (bp - ap) + \sqrt{\frac{1}{4} * (bp - ap)^2 + S_{sap}}$$

$$B = \frac{1}{2} * (0,25 - 0,15) + \sqrt{\frac{1}{4} * (0,25 - 0,15)^2 + 3685,36} = 60,75 \text{ cm} \cong 65 \text{ cm}$$

$$A - B = ap - bp \rightarrow A - 65 = 25 - 15 \rightarrow A = 75 \text{ cm} \quad (2.17)$$

Então, os balanços iguais nas duas direções resultam na distância entre a face do pilar e a face da sapata no seguinte resultado exposto na equação (2.20):

$$ca = cb = \frac{A - ap}{2} = \frac{75 - 25}{2} = 25 \text{ cm}$$

Por conseguinte, será calculada a altura da sapata como rígida, seguindo a NBR 6118:2014, conforme se observa na equação (2.1):

$$h \geq \frac{A - ap}{3} = \frac{0,75 - 0,25}{3} = 0,17 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{B - bp}{3} = \frac{0,65 - 0,15}{3} = 0,17 \text{ m}$$

Com o intuito de possibilitar a ancoragem da armadura longitudinal do pilar dentro das dimensões da sapata, a altura útil d deverá ser maior que o comprimento de ancoragem l_b da armadura do pilar: $d > l_b$. Considerando região de boa aderência, com concreto C30, $\phi_{\lambda, pil} = 10 \text{ mm}$ e ancoragem com gancho, $l_b = 23 \text{ cm}$, conforme o **Anexo A**. Dessa forma, $d > 23 \text{ cm}$. Para isso, adota-se $h = 30 \text{ cm}$, e para altura útil d considera-se a equação (2.21):

$$d = h - (c + 1) = h - (4,0 + 1) = h - 5 \text{ cm} = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm} > l_b = 23 \text{ cm} \rightarrow Ok!$$

Em relação à altura vertical da face da extremidade da sapata, tem-se:

$$h_0 \geq \frac{h}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ cm};$$

$$h_0 \geq 10 \text{ cm};$$

Então h_0 será: $h = 10 \text{ cm}$;

O ângulo da superfície inclinada da sapata é obtido pela equação (2.23):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - h_0}{c} = \frac{30 - 10}{25} = 0,6 \rightarrow \alpha = 31^\circ$$

Os esforços atuantes na sapata podem ser determinados com base na pressão no solo calculada, levando em consideração as ações externas que afetam a sapata, como forças e momentos fletores, com valor aumentado pelos coeficientes de ponderação correspondentes. É importante ressaltar que a pressão no solo obtida por esse cálculo é meramente fictícia e não deve ser comparada à tensão admissível do solo. Esse método possibilita a consideração direta de diferentes coeficientes de ponderação para diversas ações, sejam elas permanentes, variáveis, etc. A pressão no solo resultante será um valor de cálculo, assim como os esforços solicitantes decorrentes também serão valores de cálculo. É relevante destacar que as cargas devido ao peso próprio da sapata e do solo sobre ela não precisam ser consideradas no cálculo do momento fletor, uma vez que são transferidas diretamente para o solo, sem causar flexão na sapata. Isso difere das cargas provenientes dos pilares, que se inclinam em direção à superfície da base da sapata. Com um coeficiente de segurança de 1,4 ($\gamma_f = 1,4$), a pressão no solo é calculada da seguinte forma, conforme equação (2.25):

$$pd = \frac{Nd}{A * B} = \frac{1,4 * 65,7}{75 * 65} = 0,0189 \text{ kN/cm}^2$$

Todavia, as distâncias das seções de referência às extremidades da sapata são, conforme a equação (2.26):

$$xa = ca + 0,15ap = 25 + 0,15 * 25 = 28,75 \text{ cm}$$

$$xb = cb + 0,15bp = 25 + 0,15 * 15 = 27,25 \text{ cm}$$

Por conseguinte, são calculados os momentos fletores das seções de referência, conforme equação (2.27):

$$M_{1A,d} = pd * \left(\frac{xa^2}{2} \right) * B = 0,0189 * \left(\frac{28,75^2}{2} \right) * 65 = 507,72 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B,d} = pd * \left(\frac{x_B^2}{2}\right) * A = 0,0189 * \left(\frac{27,25^2}{2}\right) * 75 = 526,3 \text{ kN.cm}$$

As armaduras de flexão ao longo dos lados A e B da sapata, levando em consideração um coeficiente de segurança γ_s de 1,15 e considerando uma resistência de escoamento do aço CA-50, f_{yd} , igual a $50/1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$, são conforme a equação (2.28):

$$A_{sA} = \frac{M_{1a,d}}{0,85d * f_{yd}} = \frac{507,72}{0,85 * 25 * 43,48} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = \frac{M_{1B,d}}{0,85d * f_{yd}} = \frac{526,3}{0,85 * 25 * 43,48} = 0,57 \text{ cm}^2$$

A área de aço (cm^2) por metro para uso do **Anexo B** e obtenção do diâmetro e espaçamento das barras se dá pela equação (2.29) e equação (2.30):

$$DA: \frac{A_{sA}}{A} = \frac{0,55}{0,75} = 0,73 \text{ cm}^2/m$$

$$DB: \frac{A_{sB}}{B} = \frac{0,57}{0,65} = 0,88 \text{ cm}^2/m$$

Resulta numa armadura de diâmetro 5 mm com espaçamento de 20 cm em ambas direções, no entanto se adota como armadura mínima de 8 mm de diâmetro com espaçamento de 20 cm. Verifica-se então a tensão na diagonal comprimida, utilizando a equação (2.31):

$$u_0 = 2 * (ap + bp) = 2 * (25 + 15) = 80 \text{ cm}$$

Além disso, verifica-se a tensão de cisalhamento atuante pela equação (2.32):

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 * P}{u_0 * d} = \frac{1,4 * 65,7}{80 * 25} = 0,05 \text{ MPa}$$

Então a tensão de cisalhamento resistente será dada pela equação (2.33):

$$\tau_{rd} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right) * f_{cd} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{30}{250}\right)\right) * \left(\frac{2,5}{1,4}\right) = 0,42 \frac{kN}{cm^2} = 4,2 MPa$$

Como $\tau_{rd} > \tau_{sd}$ então não ocorre o esmagamento da diagonal comprimida do concreto. Portanto, realizou-se o dimensionamento de todas as sapatas do projeto e se inseriu na **Tabela 11**.

Tabela 11 – Resultado do dimensionamento manual.

Resultado do dimensionamento manual das sapatas																	
Pilar	Área da sapata (cm ²)	Lado B (cm)	Lado A (cm)	Lado A do pilar (cm)	Lado B do pilar (cm)	c (cm)	h (cm)	d (cm)	h0 (cm)	tg α (°)	Área de aço da armadura na direção A (cm ²)	Área de aço da armadura na direção B (cm ²)	Ø da armadura (mm)	Espaçamento direção A (cm)	Espaçamento direção B (cm)	Quantidade de barras na direção A	Quantidade de barras na direção B
P1	3685,64	65	75	25	15	25	25	20	15	21,80	0,69	0,71	8	18	16	4	4
P2	5996,04	80	90	25	15	32,5	30	25	15	30,96	1,18	1,22	8	18	16	5	4
P3	5831,01	80	90	25	15	32,5	30	25	15	30,96	1,15	1,19	8	18	16	5	4
P4	3960,69	65	75	25	15	25	25	20	15	21,80	0,74	0,76	8	18	16	4	4
P5	4180,72	65	75	25	15	25	25	20	15	21,80	0,78	0,81	8	18	16	4	4
P6	7096,23	85	95	25	15	35	30	25	15	30,96	1,51	1,56	8	19	17	5	5
P7	3905,68	65	75	25	15	25	25	20	15	21,80	0,73	0,75	8	18	16	4	4
P8	4455,77	70	80	25	15	27,5	25	20	15	21,80	0,92	0,95	8	20	17	4	4
P9	6216,08	80	90	25	15	32,5	30	25	15	30,96	1,23	1,27	8	18	16	5	4
P10	4785,83	70	80	25	15	27,5	25	20	15	21,80	0,99	1,02	8	20	17	4	4
P11	3190,55	60	70	25	15	22,5	20	15	15	11,31	0,71	0,73	8	17	15	4	3
P12	4400,76	70	80	25	15	27,5	25	20	15	21,80	0,91	0,94	8	20	17	4	4
P13	6491,13	85	95	25	15	35	30	25	15	30,96	1,39	1,43	8	19	17	5	5
P14	6216,08	80	90	25	15	32,5	30	25	15	30,96	1,23	1,27	8	18	16	5	4
P15	3850,67	65	75	25	15	25	25	20	15	21,80	0,72	0,74	8	18	16	4	4
P16	2255,39	50	60	25	15	17,5	20	15	15	11,31	0,38	0,40	8	20	16	3	3
P17	3300,57	60	70	25	15	22,5	20	15	15	11,31	0,79	0,82	8	17	15	4	3

Fonte: Autoria própria (2023)

5.4 Quantitativo de materiais

Através da quantidade de aço e do volume de concreto é possível quantificar as estruturas de fundação.

5.4.1 Fundações superficiais dimensionadas de forma manual

Em relação às fundações superficiais, o volume encontrado de concreto utilizando a metodologia manual foi de 1,96 m³ e a quantidade de aço encontrada foi de 110,25 metros de vergalhões de Ø 8 mm. Para o cálculo da massa total de aço foi realizada a multiplicação da massa nominal do aço de 8mm de diâmetro pelo comprimento total, onde resultou numa massa de 43,55 kg. Os resultados obtidos estão expostos na **Tabela 12**.

Tabela 12 – Quantitativo das sapatas pela metodologia manual.

Concreto (m ³)	Cobrimento Aço total (m)	Massa nominal (Kg/m)	Peso total (kg)
1,96	110,24	0,395	43,54

Fonte: Autoria própria (2023)

5.4.2 Fundações superficiais dimensionadas pelo software Eberick

Todavia, o volume de concreto resultante utilizando o software AltoQi Eberick foi de 4,21 m³ e a quantidade de aço encontrada foi de 382,92 metros de vergalhão de Ø 8 mm e 12,12 metros de fios de Ø 6,3 mm. Para o cálculo da massa total de aço foi encontrada uma massa de 151,25 kg de aço Ø 8 mm e 2,97 kg de aço Ø 6,3 mm. Tais valores estão dispostos na **Tabela 13**.

Tabela 13 - Quantitativo das sapatas pelo dimensionamento no software AltoQi Eberick.

Concreto (m ³)	Cobrimento Aço total Ø 8 mm (m)	Cobrimento Aço total Ø 6,3 mm (m)	Massa nominal Ø 8 mm (Kg/m)	Massa nominal Ø 6,3 mm (Kg/m)	Peso total Ø 8 mm (kg)	Peso total Ø 6,3 mm (kg)
4,21	382,92	12,12	0,395	0,245	151,25	2,97

Fonte: Autoria própria (2023)

5.4.3 Comparativo das propostas

A partir dos dados obtidos com os quantitativos, foi possível comparar a quantidade de aço e concreto calculados. Em relação ao aço, a quantidade em quilos apresentou um valor maior pelo software AltoQi Eberick, quando comparado à metodologia manual representou valor 254,2% superior. O total de concreto utilizado para as sapatas pelo AltoQi Eberick representou valor de 4,21 m³ enquanto que pela metodologia manual foi de 1,96 m³, sendo 114,8% a mais.

6 CONCLUSÃO

Os elementos de fundação de uma edificação são responsáveis por receber e transferir as cargas advindas da superestrutura e transmiti-las para o solo de forma segura. Portanto, o objetivo desse trabalho foi apresentar as diferenças entre o dimensionamento manual e por software numa fundação do tipo sapata. Por isso, realizou-se uma pesquisa bibliográfica com o objetivo de explicitar sobre sondagens, tipos de solos, tipos de fundações rasas, conhecimento sobre um software de dimensionamento estrutural, e por fim a metodologia utilizada para a realização de um quantitativo. A partir da planta baixa e do pré-dimensionamento estrutural foi possível lançar no software a edificação e se obteve as cargas de cada pilar. Ademais, munido com o laudo de sondagem foi realizado o dimensionamento da fundação.

Este trabalho apresentou os modelos de cálculo de Therzaghi (1943), Bastos (2019), além da NBR 6118. Para o dimensionamento por software utilizou-se o programa desenvolvido pela AltoQi, que tem como base, para o dimensionamento de fundações, o modelo das grelhas. Todavia, embora os softwares possuem grande relevância, é preciso possuir conhecimento para unir a teoria ao uso do software, identificando possíveis erros como: subdimensionamentos ou superdimensionamentos.

Ademais, após esta revisão, foi exposto então o dimensionamento das fundações de um sobrado para exemplificar com números os resultados obtidos em cada metodologia. A edificação usada no exemplo foi um projeto realizado para a cidade de Ibicoara-BA. As considerações tomadas foram baseadas na norma vigente. Além disso, os resultados encontrados no dimensionamento terem sido considerados suficientes, dado que já eram esperados. O que evidencia a importância de conhecer as diferentes metodologias de cálculo e seus critérios, pois no método manual a sapata é calculada individualmente e não considera a influência que a estrutura exerce, além da deformação que a interação solo-sapata sofre. Desta forma, o resultado do dimensionamento manual resulta em valores de momento e área de aço menores que os apresentados no software, embora utilize a bibliografia normativa e possua respaldo para segurança e durabilidade.

Todavia, o cálculo do software considera uma influência global, possuindo maior precisão, mesmo com valores de resultados maiores. Os fatores de rigidez,

influência global e deformabilidade são os principais fatores que ocasionam as diferenças encontradas. Conclui-se então que ambas metodologias são válidas, sendo a chave o engenheiro decidir qual método é o mais adequado. Por isso, por estar de acordo com as normas de fundações rasas, a metodologia manual quando aplicada a esse caso se mostrou mais adequada por gerar menor uso de materiais para sua execução em obra.

Para trabalhos futuros, recomenda-se estudar sobre comparativos com outros softwares do mercado: Cypecad e TQS. Além disso, estudos de caso com estruturas de outros materiais: aço e madeira.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ALBINO, Tiago Izaias; ANJOS, Eliass Felisberto dos. **Avaliação no dimensionamento de pilares de concreto armado no software estrutural cypecad**. Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade do sul de Santa Catarina, Tubarão, 2017. 83 f.

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: Ltc, 2020. 370 p.

ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1983.

ALTO QI. **Recursos Eberick 2023**. Disponível em: <<https://altoqi.com.br/eberick/recursos>>. Acesso em: 06 de julho de 2023.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. Santa Maria, 2007. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto da Universidade Federal de Santa Maria.

ANDRADE, Alysson Rodrigo de. **Caracterização dos Elementos de Fundações aplicáveis em Edificações na região de Florianópolis**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003. 142 f.

ARIVABENE, Antonio Cesar. **Patologias em estruturas de concreto armado: Estudo de caso**. Revista Especialize On-line IPOG, Goiânia, v. 3, n. 10, p. 1-22, 2015.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de Concreto III – notas de aula: Sapatas de Fundação**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2019.

BOTELHO, M.R. **Princípios da mecânica dos solos e fundações para construção civil**, 2 Ed. São Paulo. Edgard Blucher, 2016.

BRASIL. Tribunal de Contas da União. **Obras públicas: recomendações básicas para a contratação e fiscalização de obras de edificações públicas**. Brasília : TCU, Secretaria de Fiscalização de Obras e Patrimônio da União, 2002.

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

CAMPOS, J. C. **Elementos de Fundações em Concreto**. São Paulo: Oficina de Texto, 2015.

CARVALHO, R. C: FILHO, J. R. F. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**, 4. Ed. São Carlos, EdUFSCar, 2015.

CINTRA, J.C.A; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003.

DE BEER, E. E. **Donées concernant la résistance au cisaillement déduites des essais de pénétration em profondeur**, *Geotechnique*, v. 1, n. 1, p. 22-39, 1948.

FIGUEIRAS, Joaquim A; **Aplicação de modelos computacionais à análise de estruturas de betão**. Artigo (Ibracon, 1999) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. 1999. 19 p.

GODOY, N. S.: TEIXEIRA, A.T. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática**. Hachich et al. (eds), Ed. Pini Ltda., São Paulo, 1996.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2 ed. São Paulo: Ed. PINI, 1998.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

KEZDI, A. **Handbuch der Bodenmechanik**. Berlin: VEB Verlag fur Bauwesen, 1970. Band 2.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª edição, São Paulo, Editora Pini, 2007. 630 p.

MARANGON, Professor M. **Capacidade de carga dos solos**. 2013. Disponível em:<https://www.academia.edu/17517485/09_MS_Unidade_07_Capacidade_de_Carga_2013> Acesso em: 03 de abril de 2023.

MEYERHOF, G. G. **Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations**. *Geotechnique*, v. 5, n. 3, p. 227-242, 1955.

MEYERHOF, G. G. **Some recent research on the bearing capacity of foundations**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 1, p. 16–26, 1963.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations on slopes**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., London, 1957. Proceedings... London: ICSMFE, 1957. v. 1.

MEYERHOF, G.G. **Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay**, Canadian Geotechnical Journal, v. 11, n. 2, p. 223- 229, 1974.

MORAES, Ademir José. **O Método dos Elementos Finitos e a Engenharia Civil**. Revista Especialize On-line IPOG - Goiânia - Edição nº 10 Vol. 01/ 2015 dezembro/2015.

QUARESMA, Arthur Rodrigues; DÉCOURT, Luciano; QUARESMA FILHO, Artur Rodrigues; ALMEIDA, Márcio de Souza Soares de; DANZIGER, Fernando. **Investigações Geotécnicas**. In: ABMS (São Paulo). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 3. p. 119-162.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigate Editora, 2008. 238 p.

SORIANO, Humberto Lima; LIMA, Silvio de Souza. **Método de elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo: EDUSP, 2003.

SOUZA, Luiz Humberto de Freitas; SANTOS, Maurílio dos. **Execução De Fundação Rasa Tipo Sapata Associada, Para Cargas Elevadas De Um Edifício Residencial**. Revista de Engenharia e Tecnologia, Uberaba, v. 6, n. 3, p.1-17, 03 dez. 2014.

TERZAGHI, K. PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley & Sons, 1948.

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

TERZAGHI, K.. **Erdbaumechnik auf bodenphysikalischer grundlage**. Wien: Franz Deuticke, 1925.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2 ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Oficina de ed. São Paulo: [s.n.].

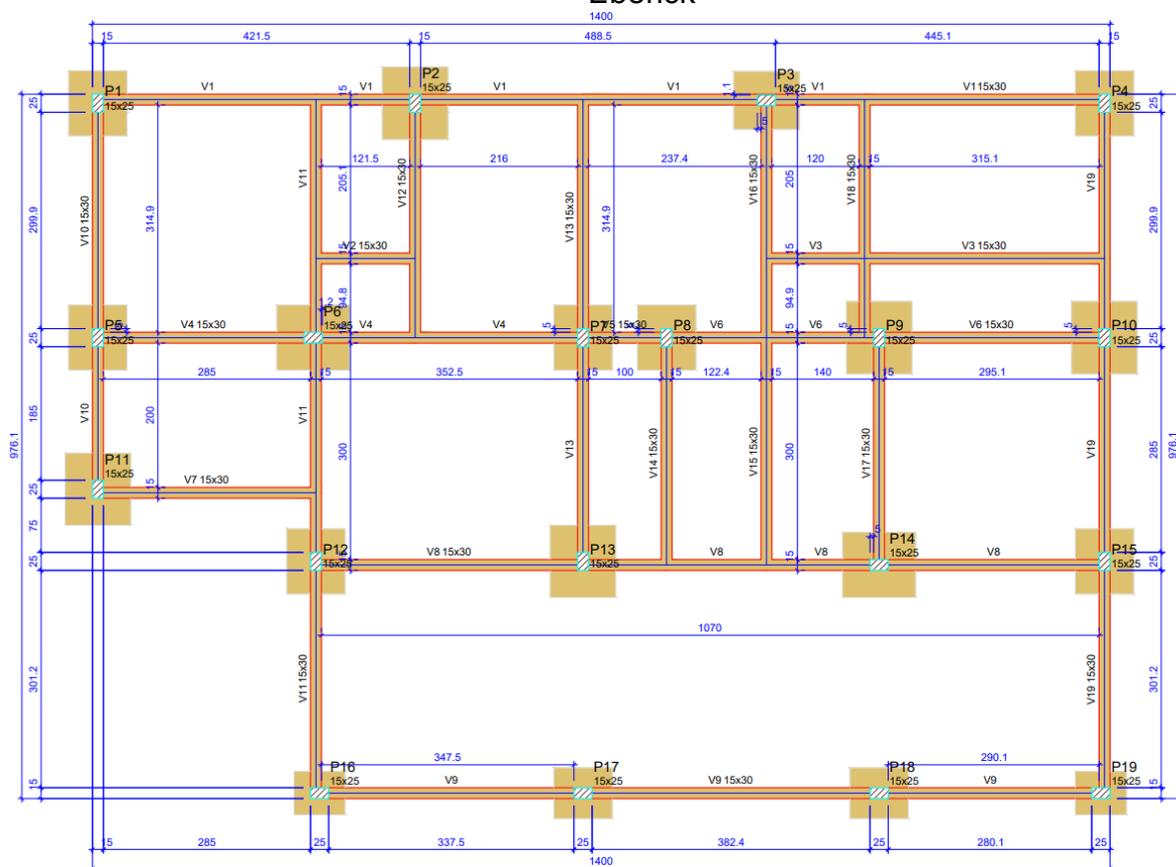
VESIC, A. S. **Analysis of ultimate loads of shallow foundations**. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v.99, n. SM1, 1973.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.-Y. (Eds.). **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975. p. 121-147.

VESIC, A.S. **Effects of scale and compressibility on bearing capacity of surface foundations**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., Mexico, 1969. Proceedings... Mexico: ICSMFE, 1969. v. 3.

APÊNDICES

Apêndice A - Planta de locação dos elementos de fundação do AltoQi Eberick



Forma do pavimento FUNDAÇÃO

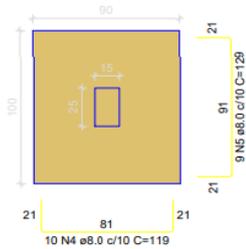
escala 1:50

Fonte: Autoria própria (2023)

Apêndice B - Dimensionamento AltoQi Eberick

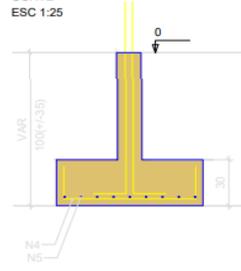
S2=S6=S9=S10=S13=S14

PLANTA
ESC 1:25



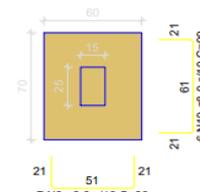
Solo com capacidade de suporte > 2.00 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³

CORTE
ESC 1:25



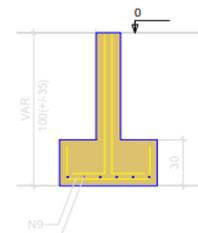
S16=S19

PLANTA
ESC 1:25



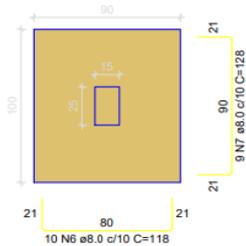
Solo com capacidade de suporte > 2.00 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³

CORTE
ESC 1:25



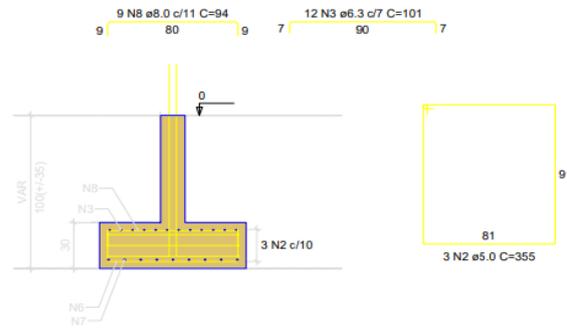
S11

PLANTA
ESC 1:25



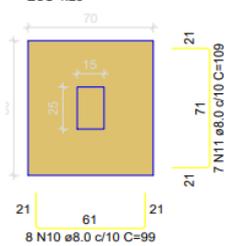
Solo com capacidade de suporte > 2.00 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³

CORTE
ESC 1:25



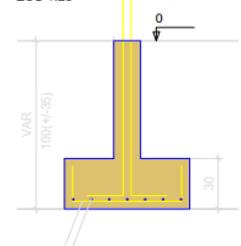
S17=S18

PLANTA
ESC 1:25



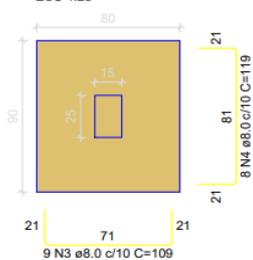
Solo com capacidade de suporte > 2.00 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³

CORTE
ESC 1:25



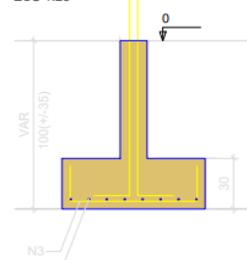
S1=S3=S4=S5=S7=S8=S12=S15

PLANTA
ESC 1:25



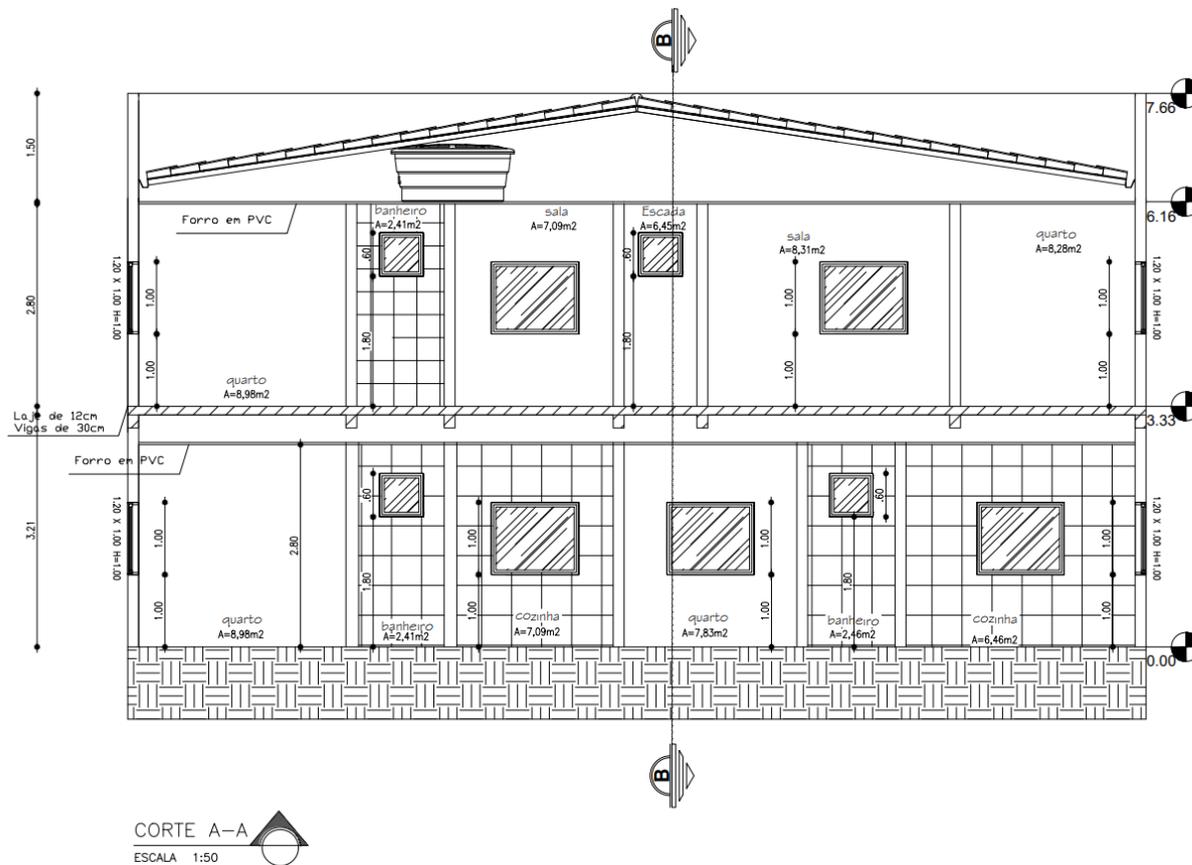
Solo com capacidade de suporte > 2.00 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 1600.00 kgf/m³

CORTE
ESC 1:25



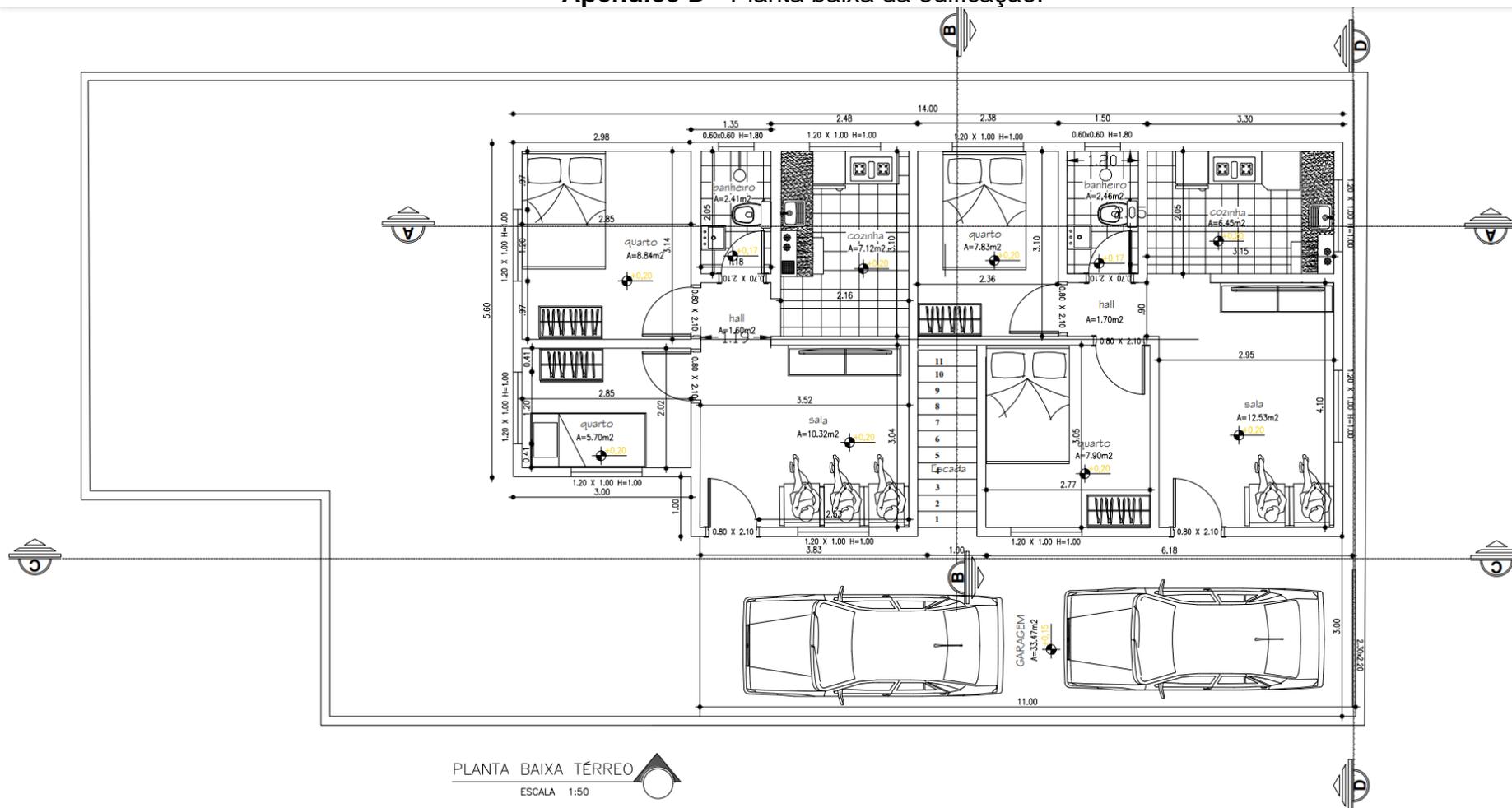
Fonte: Autoria própria (2023)

Apêndice C - Corte AA.



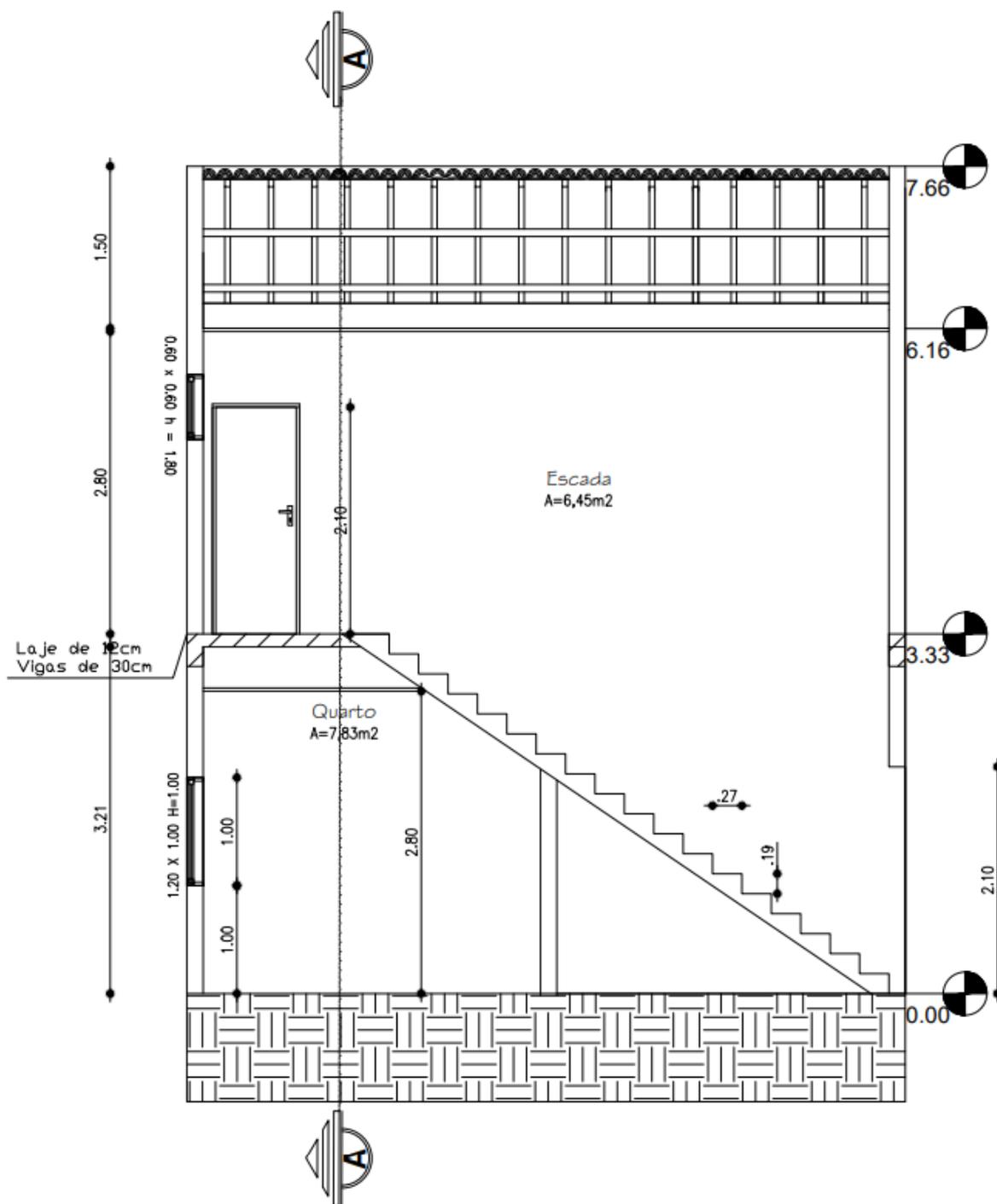
Fonte: Autoria Própria (2023)

Apêndice D - Planta baixa da edificação.



Fonte: Autoria própria (2023).

Apêndice F - Corte BB



CORTE B-B
ESCALA 1:50

Fonte: Autoria própria (2023)

ANEXOS

Anexo A – Comprimento de ancoragem (cm) para o aço CA-50 nervurado.

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	329	230	271	190	234	164	207	145	187	131	171	120	158	111	147	103
	230	161	190	133	164	115	145	102	131	92	120	84	111	77	103	72

Valores de acordo com a NBR 6118.
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100mm \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$

Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

Anexo B – Área de armadura por metro de largura (cm²/m)

ÁREA DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA (cm ² /m)						
Espaçamento (cm)	Diâmetro Nominal (mm)					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
5	2,77	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00
5,5	2,52	3,64	5,73	9,09	14,55	22,73
6	2,31	3,33	5,25	8,33	13,33	20,83
6,5	2,13	3,08	4,85	7,69	12,31	19,23
7	1,98	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86
7,5	1,85	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8	1,73	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	1,63	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9	1,54	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89
9,5	1,46	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10	1,39	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11	1,26	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12	1,15	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	1,11	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13	1,07	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14	0,99	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15	0,92	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16	0,87	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17	0,81	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,79	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18	0,77	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19	0,73	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20	0,69	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
22	0,63	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
24	0,58	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25	0,55	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26	0,53	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
28	0,49	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
30	0,46	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17
33	0,42	0,61	0,95	1,52	2,42	3,79

Elaborada por PINHEIRO (1994)
Diâmetros especificados pela NBR 7480.

Fonte: Pinheiro (2004)