

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL - GUARAPUAVA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

THALES SANCHES GIACOMASSI

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO POR SOFTWARE DAS SAPATAS DE UM
EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

GUARAPUAVA

2021

THALES SANCHES GIACOMASSI

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO POR SOFTWARE DAS SAPATAS DE UM
EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, da Coordenação de
Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Me. Carlos Francisco
Pecapedra Souza

GUARAPUAVA

2021

ATA DE DEFESA

Realizou-se no dia **22**, de **abril** de 2021, às **18h 20 min**, no Campus Guarapuava da UTFPR, a defesa Trabalho de Conclusão de Curso, como requisito parcial para aprovação do aluno **Thales Sanches Giacomassi**, na disciplina de TCC2 do Curso de Engenharia Civil intitulado: **Análise do dimensionamento por software das sapatas de um edifício de múltiplos pavimentos**

A Banca foi composta pelo Presidente:

Carlos Francisco Pecapedra Souza (Orientador), e pelos seguintes membros:

Dyorgge Alves Silva

Gustavo de Miranda Saleme Gidrão

Guarapuava, 22 de Abril de 2021.

Dedico este trabalho à minha família e minha namorada, por terem me ajudado e dado todo o apoio e suporte que foi preciso, durante a realização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

A minha mãe, Ethiene Buso Sanches e meus avós, Antônio Ricardo Sanches e Salete Josefina Buso Sanches, por toda ajuda e compreensão, durante toda a minha graduação e vida.

A minha tia, Cristiane Sanches, por todo incentivo que me deu para seguir em frente nos estudos.

Ao meu orientador Carlos Francisco Pecapedra Souza, por todo suporte, competência e conhecimento transmitido durante a realização deste trabalho.

À Universidade Tecnológica do Paraná, por toda qualidade de ensino ofertada.

EPÍGRAFE

“Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar, divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade continua misterioso diante de meus olhos”.

(Isaac Newton)

RESUMO

SANCHES, Thales. **Análise do dimensionamento por software das sapatas de um edifício de múltiplos pavimentos** 2021. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2021.

Este trabalho tem por objetivo fazer a análise comparativa do dimensionamento de sapatas em concreto armado, em um edifício de múltiplos pavimentos, utilizando o software comercial (Eberick), e o dimensionamento manual das mesmas sapatas, verificando a confiabilidade do programa e se ele superdimensiona a estrutura, gerando gastos excessivos. De início foi feito o dimensionamento de todas as sapatas usando o programa, introduzindo os dados obtidos na sondagem a percussão e planta de carga do projeto estrutural, para o cálculo da tensão admissível do solo, posteriormente foi realizado o dimensionamento manual das sapatas, de acordo com a NBR6118:2014, NBR6122:2019 e o método do Comitê Europeu de Concreto (CEB-70). Após a obtenção dos dados, foi feita a comparação entre todos os resultados. Verificou-se que o dimensionamento por software era totalmente a favor da segurança, já que o mesmo apresentou sempre valores superiores quando comparado com os dois métodos anteriormente citados, tanto no quesito dimensões das sapatas, quanto na área de aço necessária para suportar os esforços de tração na base da sapata. Se obteve, também, resultados satisfatórios no quesito de ancoragem das barras dos pilares nas sapatas e a ancoragem da própria base da sapata, sendo assim, o concreto transfere integralmente os esforços recebidos. O único fator que não foi satisfatório na utilização do software, foi que a área de aço forneceu um valor mais elevado do que o esperado.

Palavras-chave: Fundação. Sapatas. Eberick.

ABSTRACT

SANCHES, Thales. **Analysis of dimensioning by software of shallow foundations in a multi-storey building** 2021. 80 p. Work of Conclusion Course in Civil Engineering - Federal Technology University - Paraná. Guarapuava, 2021

This work aims to do a comparative analysis of the shallow foundation's dimensioning in reinforced concrete in a multi-story building using the Eberick software, and also the manual dimensioning in the same shallow foundation to verify the reliability of the program and if it oversizes the structure, causing overspending. At first, all the shallow foundations were dimensioned using the program, introducing the data obtained in the percussion drilling and the structural design's load plant to calculate the permissible soil tension. After that, the shallow foundations were manually dimensioned according to NBR6118:2014, NBR6122:2019, the CEB-70 method. With the data in hand afterward, a comparison was made between all the results. It demonstrated that the dimensioning by the software was totally in favor of safety since it always presented higher values when compared to the other two methods previously mentioned, both in terms of shallow foundation dimensioning and in the area required to support the traction efforts in the shallow foundation's base. Satisfactory results were also achieved about anchoring the pillar bars to the shallow foundations and the anchoring of the shallow foundation's base itself. Therefore, the concrete fully transfers the efforts received. The only unsatisfactory factor of using the software was that the steel area provided a higher value than it was expected.

Keywords: Foundation. Eberick. Dimensioning.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-Sapatas.....	17
Figura 2 - Fundação Superficial x Profunda.....	18
Figura 3 - Sapata de fundação com armadura principal.....	19
Figura 4 - Ensaio SPT.....	22
Figura 5 - Laurdo SPT.....	23
Figura 6 - Distribuição de tensões.....	31
Figura 7 - Modelo real vs simplificado de distribuição de tensões.....	32
Figura 8 - Laje apoiada diretamente em pilar.....	34
Figura 9 - Cone de punção e sapata rígida.....	34
Figura 10 - Altura mínima das sapatas rígidas.....	35
Figura 11 - Abas da sapata.....	37
Figura 12 - Dimensões da sapata.....	39
Figura 13 - Peso próprio se distribuindo diretamente ao solo.....	40
Figura 14 - Bielas de compressão e tração.....	41
Figura 15 - Forças atuantes na sapata.....	41
Figura 16 - Armadura de flexão na sapata.....	43
Figura 17 - Balanço C em sapatas isoladas.....	44
Figura 18 - Distribuição da reação do solo na base da sapata.....	44
Figura 19 - Seção de referência (CEB-70).....	45
Figura 20 - Seção de referência S1.....	45
Figura 21 - Ponto de atuação dos momentos.....	46
Figura 22 - Área de referência para o cálculo dos momentos fletores.....	47
Figura 23 - Área comprimida, devido esforço de flexão.....	48
Figura 24 - Excentricidades e seção comprimida.....	49
Figura 25 - Ábaco de Montoya.....	50
Figura 26 - Tensões de compressão na diagonal comprimida.....	52
Figura 27 - Ancoragem da armadura principal.....	52
Figura 28 - Ancoragem partindo da face.....	53
Figura 29 - Fundações próximas e em cotas diferentes.....	55
Figura 30 - Estrutural em Eberick.....	56
Figura 31 - Edifício do estudo de caso.....	60
Figura 32 - Critérios de cálculo para sapatas (Eberick).....	61

Figura 33 - Critérios de disposição das armadura (Eberick)	63
Figura 34 - Critério de ligação pilar/sapata e cota de assentamento (Eberick)	64
Figura 35 - Gráfico das áreas de aço	70

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 DELIMITAÇÃO DO TEMA	14
2 OBJETIVOS	16
2.1 OBJETIVO GERAL	16
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1 ELEMENTO DE FUNDAÇÃO	17
3.2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	19
3.3 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	21
3.3.1 NÚMERO E LOCAÇÃO DAS SONDAGENS.....	24
3.3.2 CRITÉRIO DE PARALISAÇÃO DA SONDAGEM.....	24
3.4 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO	25
3.4.1 Recomendações Da Norma Brasileira NBR6122 (ABNT, 1995).....	27
3.4.2 Adaptação da NBR6122:1995 Por Dickran Berberian	28
3.4.3 Albieiro e Cintra (1996).....	30
3.4.4 Recomendações Victor de Mello (1975).....	30
3.5 AÇÕES PROVENIENTES DA SUPERESTRUTURA	30
3.6 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO	31
3.7 CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS	32
3.7.1 Classificação Quanto A Transferência De Carga Ao Solo.....	32
3.7.2 Classificação Das Sapatas Quanto À Forma.....	33
3.7.3 Classificação Quanto À Rigidez.....	33
3.8 RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118 (2014) REFERENTE À SAPATAS RÍGIDAS	
35	
3.9 CÁLCULO DA ÁREA DA SAPATA	36
3.10 CÁLCULO DAS DIMENSÕES DA SAPATA.....	37
3.11 DETALHES CONSTRUTIVOS	39
3.12 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DAS BIELAS	39
3.13 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO CEB-70	43
3.13.1 Dimensionamento e Disposições das Armaduras de Flexão.....	44
3.13.2 Caso De Excentricidade Em Duas Direções	48

3.13.3 Momento Mínimo.....	50
3.14 ANÁLISE DAS TENSÕES PELO ÁBACO DE MONTOYA.....	50
3.15 VERIFICAÇÃO QUANTO AO TOMBAMENTO	51
3.16 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA POR COMPRESSÃO DIAGONAL	51
3.17 ANCORAGEM DA ARMADURA DE FLEXÃO	52
3.18 FUNDAÇÕES EM COTAS DIFERENTES.....	54
3.19 EBERICK.....	55
4 METODOLOGIA.....	57
5 DESENVOLVIMENTO.....	58
5.1 VERIFICAÇÃO DO NÚMERO MÍNIMO DE SONDAÇÃO	58
5.2 ANÁLISE DAS SONDAGENS E RESISTÊNCIA DO SOLO	58
5.3 DIMENSIONAMENTO PELO EBERICK	59
5.4 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO BIELA-TIRANTE.....	64
5.5 DIMENSIONAMENTO PELO CEB-70	65
5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS	66
6 CONCLUSÃO.....	71
6.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	72
7 REFERÊNCIAS	73
APÊNDICE A.....	75
APÊNDICE B.....	76
APÊNDICE C.....	77
ANEXO A.....	78

1 INTRODUÇÃO

Fundação é um elemento essencial para qualquer estrutura, este sistema fica encarregado de fazer toda a transferência de cargas da superestrutura para o solo. Caso este sistema seja mal dimensionado, fissuras na estrutura podem vir a aparecer, devido aos recalques num valor que superam os admissíveis, referente ao aparecimento de fissuras. Além da estrutura poder vir à ruína, devido a recalques diferenciais excessivos, ou até mesmo por ruptura geral ou puncionamento no sistema solo-fundação, podendo gerar consequências catastróficas. (VESIC, 1975)

Antigamente, antes de surgirem as formulações dos métodos empíricos e semiempíricos, não existam regras para dimensionamento de sapatas como existem atualmente, o processo era mais visual, determinando as dimensões da sapata pela resistência do solo, ou seja, solos com pouca resistência demandam dimensões maiores de sapatas para que a transferência das cargas tivesse êxito. Quando ocorriam falhas em qualquer sapata, suas dimensões em planta eram aumentadas. (SILVA, 1998)

Falhas no dimensionamento de fundações, são notáveis no território brasileiro, tendo eventos mundialmente conhecidos. O mais conhecido foi o evento que levou à prédios na região de Santos-SP ficarem inclinados, evento explicado pois as sapatas se apoiaram em um solo que acabou cedendo. Este fato evidencia ainda mais a necessidade do correto dimensionamento destes elementos, tanto para o dimensionamento do elemento sapata em concreto armado, quanto ao elemento solo.

A engenharia de fundações gera uma série de incertezas em seus estudos, isso se deve ao fato de um de seus componentes, o solo, ser um material heterogêneo, com grande variabilidade de propriedades físicas e mecânicas ao longo de sua extensão, logo se faz necessário uma série de coeficientes de segurança na sua formulação, indicando que ainda é uma área que deve ser amplamente estudada, para se conhecer melhor o comportamento do solo e gerar formulações mais precisas.

Os desenhos arquitetônicos deixaram de ser executados em pranchas, com a utilização de softwares que automatizam e melhoram o traçado, trazendo

praticidade no desenvolvimento destes. Analogamente, os projetos estruturais e geotécnicos estão deixando de serem calculados manualmente e cada vez mais planilhas eletrônicas e sofisticados softwares vêm tomando espaço na área de projetos estruturais/geotécnicos. Os softwares dimensionam, calculam e fazem todo o detalhamento dos elementos estruturais, economizando uma grande quantidade de tempo, mas é possível confiar neles? Qual é o grau de confiança de seus resultados? Muitos projetistas dizem que tais softwares superdimensionam as estruturas, gerando um gasto excessivo em material.

Já os fabricantes dos softwares dizem que seus programas apenas cumprem todos os requisitos impostos pelas normas referentes ao tema. Visto isto, é fundamental a verificação da confiabilidade de tais softwares, observando critérios de segurança e econômicos. Logo, este trabalho tem como objetivo verificar a veracidade do dimensionamento padrão do software Eberick, no dimensionamento de sapatas, visto que este software é usado em larga escala por projetistas brasileiros. A verificação será feita por um estudo de caso em um edifício de múltiplos pavimentos, comparando os resultados obtidos pelo software, com os propostos pelas normas pertinentes ao tema.

1.1 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O tema limitou-se à análise de dois modelos de dimensionamento, o modelo das Bielas, recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), o método proposto pelo comitê europeu de concreto, CEB-70 e as exigências impostas pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Visto que estes métodos são os mais empregados no dimensionamento em território brasileiro.

As principais verificações, foram em relação às dimensões das sapatas e a área de aço fornecida por cada método, comparando estes dados com os obtidos pelo dimensionamento do software Eberick. Verificando os critérios de segurança, parte-se para questões econômicas, observando se o software não gera gastos excessivos de materiais, podendo até inviabilizar a obra.

Considerou-se a análise para um edifício de múltiplos pavimentos, com 24 pilares, notando que cada pilar possui uma sapata associada a ele, ou seja, analisou os dados obtidos em 24 sapatas.

Com a planta de carga obtida pelo Eberick e um laudo de sondagem a percussão, foi gerado o dimensionamento pelo software. Posteriormente utilizou-se a mesma planta de cargas, juntamente com auxílio de planilhas eletrônicas, para o dimensionamento pelos métodos da Biela e CEB-70.

2 OBJETIVOS

O objetivo geral juntamente com os objetivos específicos pode ser observado nas próximas seções.

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é dimensionar elementos de fundação, utilizando o software Eberick, verificando a confiabilidade dos dados, seguindo as exigências pelas normas ABNT-NBR 6118:2014, ABNT-NBR6122:2019 e pelo Comitê Europeu de Concreto (CEB-70).

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dimensionar os elementos de fundação do edifício residencial em questão.
- Verificar se o Eberick faz o dimensionamento estrutural de sapatas a favor da segurança.
- Verificar se o Eberick faz o dimensionamento estrutural de sapatas superdimensionando a estrutura, gerando gastos excessivos.
- Comparar os critérios do Eberick com os recomendados pela NBR6118:2014, ABNT6122:2019 e CEB-70.

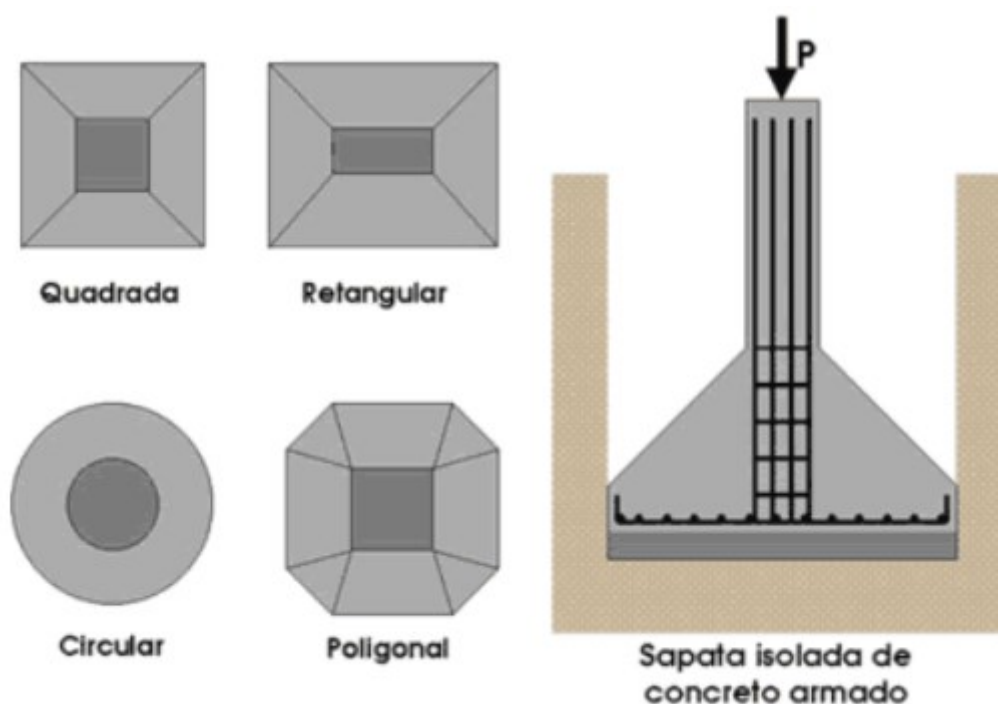
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 ELEMENTO DE FUNDAÇÃO

Fundação é um elemento de transição, na interface solo e edificação. Conjunto formado pela infraestrutura e o maciço do solo, focando no solo, por ser um elemento heterogêneo, mais fraco quando comparado com o elemento em concreto, também sendo um elemento bastante complexo. Sua função é de transferir a carga proveniente da superestrutura para o terreno. Seu custo médio, é de 4,5% o custo total da edificação, desde que não haja fatores que compliquem sua execução (BERBERIAN, 2015).

Pode ser visto na Figura 1, os diferentes tipos de formato que as sapatas podem possuir. Os mais comuns de se encontrar são os de sapatas quadradas e os de sapatas retangulares, por questão de facilidade de execução em obra.

Figura 1- Tipos de Sapatas



Fonte: Campos (2015)

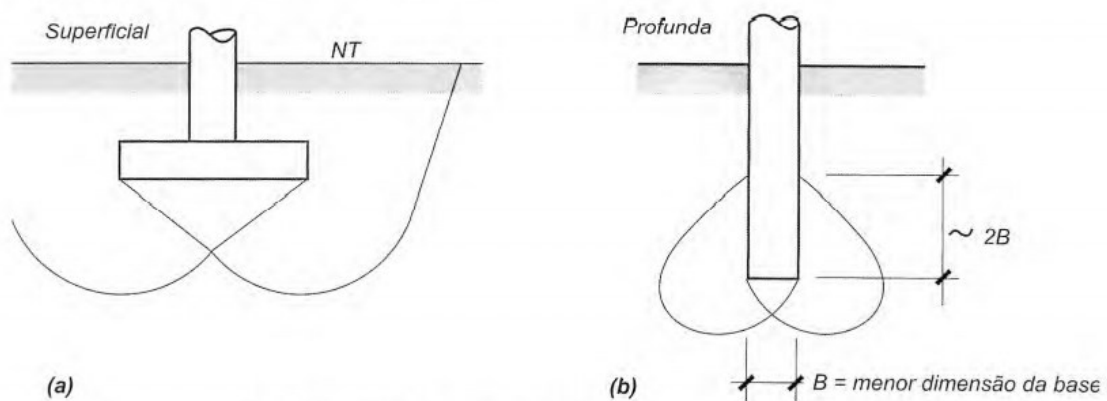
Pode-se separar os elementos de fundações em dois grandes grupos, o de fundações superficiais e o de fundações profundas. Sua correta definição é

de total importância para o dimensionamento correto do elemento de fundação, pois quando se tem uma fundação superficial, toda carga da superestrutura é transmitida pela base do elemento de fundação, para o solo. Já quando se tem uma fundação profunda, parte da carga é transmitida pela base e parte é transferida por atrito lateral (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Um critério prático para a distinção de fundação profunda e superficial, é dado pela NBR6122 (ABNT, 2019), a qual determina que fundações profundas são aquelas, as quais as bases são implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão, e no mínimo 3 metros de profundidade (VELLOSO e LOPES, 2004).

Na Figura 2, pode-se observar a principal diferença entre os tipos de fundações. A superfície de ruptura de fundações superficiais se assemelha à uma cunha, tendendo a levantar o terreno e se inclinar. Já em fundações profundas, ou seja, quando a profundidade de assentamento supera duas vezes a menor dimensão em planta do elemento de fundação, a superfície de ruptura retorna ao fuste do elemento, gerando assim tensões de compressão entre o solo e o elemento de fundação, fazendo com que haja uma parcela de resistência lateral, consequente do atrito solo/fundação. Visto isto, fundações superficiais tendem a adentrar no solo se inclinando quando mais ela vai recalçando. Já as fundações profundas penetram verticalmente, perfurando o solo.

Figura 2 - Fundação Superficial x Profunda



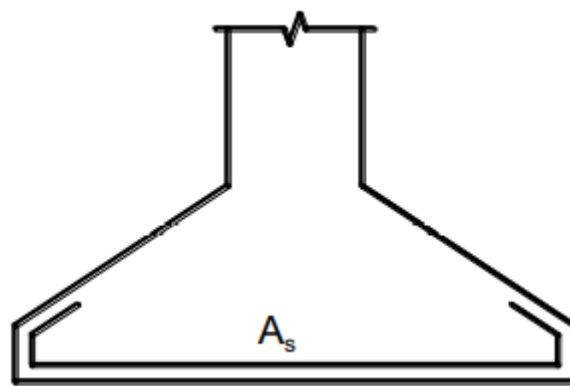
Fonte: Velloso e Lopes (2004)

Os principais tipos de fundações superficiais são os blocos de fundação, radiers e sapatas, sendo que a principal diferença entre os eles são: o Bloco de

fundação não é armado; o radier é semelhante a uma laje apoiada no solo, tendo maior contato com o mesmo; já as sapatas são armadas, tendo a sua base alargada.

Para o caso específico de sapatas, na superfície correspondente à base, as tensões de tração superam a máxima tensão de tração que o concreto suporta, sendo assim, faz-se o uso de armadura geralmente em forma de malhas, conforme a Figura 3, para suportar estes esforços (BASTOS, 2019).

Figura 3 - Sapata de fundação com armadura principal



Fonte: Bastos (2019)

3.2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Todos os problemas que envolvem solos, na engenharia civil, devem partir da identificação e classificação destes, pois só de tal forma, é possível equacioná-los e solucioná-los (BERBERIAN, 2015).

Quando se faz a investigação, é possível se localizar elementos como matacões, solos colapsíveis e expansíveis, a resistência de cada camada de solo, o nível d'água, dentre diversos fatores que contribuem para o correto dimensionamento dos elementos.

O projeto de fundações deve ser envolvido com a parte de investigação do subsolo desde seu início. Na prática, isto não ocorre na maioria dos casos. Caso haja dúvidas que impeçam o desenvolvimento do projeto, investigações complementares devem ser entregues para complementar os dados do solo (VELLOSO e LOPES, 2004).

Quando se trata do solo no qual será implantando qualquer obra de construção civil, tem-se em mente que o mesmo será responsável por receber os carregamentos provenientes da estrutura, a qual é apoiada sobre este solo (BELL,1985).

Os maiores problemas relacionados com os elementos de fundação e solo, são os de ruptura e as deformações que o mesmo pode sofrer, sendo que a deformação é o recalque, já a ruptura se relaciona com a capacidade de carga do solo, com os empuxos de terra e a estabilidade do talude (CAPUTO, 1988).

Para que se tenha uma adequada investigação do subsolo, é necessário um programa, o qual defina todas as etapas de investigação e os objetivos a serem alcançados, as etapas, consistem em: investigação preliminar, investigação complementar ou de projeto e investigação para a execução (VELLOSO e LOPES, 2004).

Investigação preliminar consiste em obter características do subsolo, nesta etapa, normalmente, é executada a sondagem a percussão, exceto os casos em que existe ocorrência de blocos e rocha que precisam ser ultrapassados na investigação, neste caso é requerido sondagem mistas (VELLOSO e LOPES, 2004).

Na investigação complementar, procura-se sanar todas as dúvidas relevantes do subsolo, caracterizando as propriedades dos solos mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações (VELLOSO e LOPES, 2004).

A investigação da fase de execução deve ser indicada pelo projetista e ser ampliada pelo responsável pela execução da obra. Visando confirmar condições de projeto em áreas críticas da obra, como por exemplo em locais bastante solicitado por pilares, ou em terrenos com uma grande variabilidade do perfil do solo (VELLOSO e LOPES, 2004).

Em caso de fundações mal concebidas e/ou mal projetadas, o custo da fundação pode custar de 5, até 10 vezes o custo de uma fundação mais apropriada, ou seja, quanto maior o número de informações se tem em relação ao solo em estudo, mais fácil será a determinação do melhor tipo de fundação para determinada obra, tornando o projeto de fundações seguro e econômico (BRITO, 1987).

Para Hachic (1996), os requisitos mínimos para um projeto de fundações, são os cálculos referentes as deformações admissíveis (recalques), segurança quanto à ruptura do elemento de fundação e segurança quanto à ruptura do solo, o qual o elemento de fundação está apoiado. Sendo o último, o qual deve-se ter maior nível de precisão, por se tratar de um elemento mais fraco quando comparado ao elemento de fundação em concreto.

Utiliza-se ensaios de sondagem, para a investigação do subsolo, sendo o mais utilizado no Brasil, o Ensaio de Penetração Norma (SPT), por se tratar de um ensaio de fácil execução e economicamente mais acessível, quando comparado com os demais métodos de sondagem do solo. (REBELLO, 2008)

3.3 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

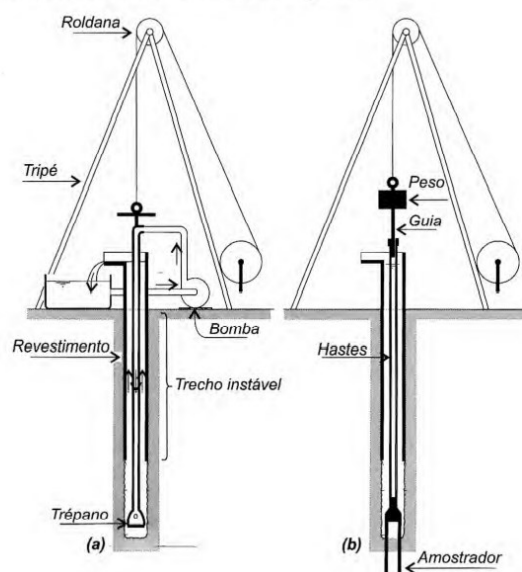
As sondagens a percussão, são perfurações que podem ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. O furo pode ser revestido, caso ele se apresente instável, do contrário, pode-se seguir sem revestimentos (VELLOSO e LOPES, 2004).

Sondagens a percussão, não conseguem ultrapassar matacões e blocos de rocha. Caso exista uma grande dificuldade para prosseguimento na perfuração, a sondagem pode ser suspensa, desde que se atenda aos critérios da NBR6484 (ABNT, 2001), referente aos critérios para paralisação da sondagem. (VELLOSO e LOPES, 2004)

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), o ensaio SPT, para o conhecimento simples de solos, tem como objetivos principais a determinação do tipo de solo em suas respectivas profundidade, além do conhecimento do nível d'água e os índices de resistência à penetração a cada metro, excluso o primeiro metro, pela alta probabilidade de ser um solo orgânico ou residual, de baixa resistência.

Os parâmetros citados anteriormente, são obtidos com a retirada de uma amostra de solo pela perfuração do amostrador padrão, referente a cada metro, observando-se as características do solo extraído e o número de golpes do martelo. Na Figura 4, observa-se toda a aparelhagem do ensaio SPT.

Figura 4 - Ensaio SPT



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

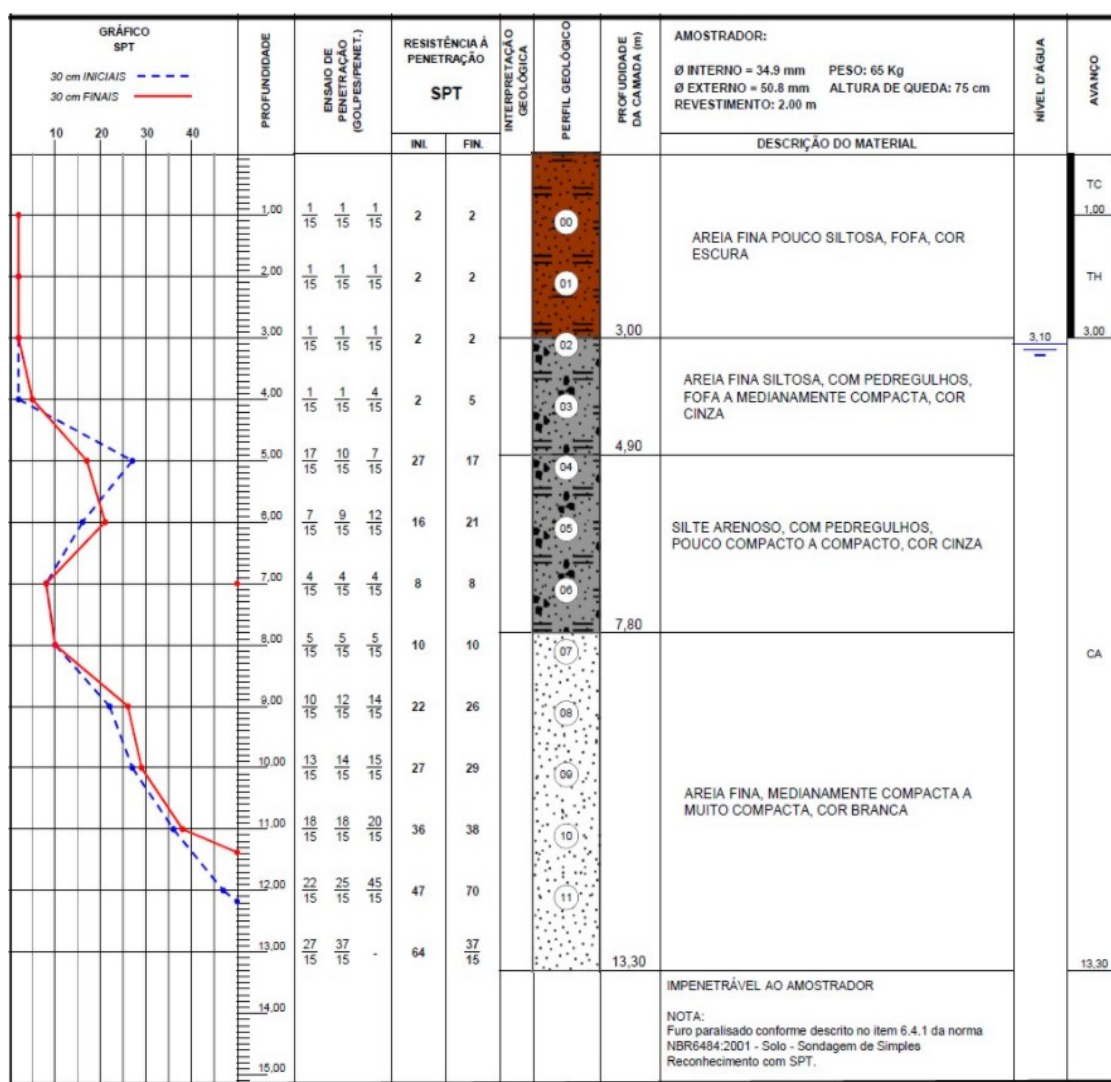
O ensaio SPT é realizado em três partes, sendo a primeira a perfuração, que consiste na abertura do furo no local onde é inserido o amostrador. Segundo a NBR6484 (ABNT, 2001), a abertura é feita com um trado concha até o primeiro metro, as próximas aberturas são feitas com um trado helicoidal, para profundidades maiores que 1 metros. Posteriormente, é feita a penetração, para obtenção do índice de resistência à penetração do solo (N_{SPT}), e para tal, um martelo de 65kg é solto de uma altura padrão de 75cm em relação ao nível da base do tripé. Se conta a quantidade de golpes necessários para que a haste seja penetrada até 45cm do amostrador, anotando o número de golpes necessários para cada penetração de 15 cm, o número de golpes necessários para a penetração das duas últimas parcelas, é o valor considerado para o cálculo do N_{SPT} . Em seguida o amostrador é retirado do terreno, aberto, para que se possa identificar qual é o tipo de solo encontrado nele. Por fim é feita a escavação dos últimos 55cm, para que o processo seja reiniciado, até a profundidade que se julgar necessária, ou haver necessidade de paralisação da sondagem.

Normalmente não se tem a penetração exata dos 45 cm, assim como o de cada um dos segmentos de 15 cm do amostrador, com um número exato de golpes. Na prática se registra o número de golpes empregados para uma penetração imediatamente superior a 15 cm, registrando-se o comprimento

penetrado. Posteriormente, conta-se o número adicional de golpes até a penetração total ultrapassar 30 cm e em seguida o número de golpes adicionais para a cravação atingir 45 cm ou, com o último golpe, um valor maior que 45cm.

Um laudo de sondagem realizado, pode ser observado na Figura 5, este laudo contém todas as informações essenciais que um laudo SPT precisa ter, tais como o número de golpes para a cravação de cada metro, o tipo de solo e suas respectivas profundidades, o nível d'água e a localização do indeformável, caso encontrado.

Figura 5 - Laudo SPT



Fonte: Viana (2021)

3.3.1 NÚMERO E LOCAÇÃO DAS SONDAGENS

A partir do tipo da estrutura e suas características especiais e condições geotécnicas do subsolo, é determinado o número de sondagens. Este número deve ser suficiente, de maneira que possa fornecer um quadro, de melhor detalhamento, da provável variação das camadas do subsolo no local de implantação da obra, conforme diz a NBR 8036 (ABNT, 1983)

Pela NBR 8036, edifícios com área da projeção em planta, com até 200m², deve-se utilizar no mínimo dois pontos de sondagem. É acrescido de 1 em 1 ponto para cada 200m² a mais de área, até um total de 1200m². Entre 1200 e 2400m², deve-se fazer uma sondagem para cada 400m² que excederem de 1200m². Acima de 2400m², o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção e critério do projetista, até que se encontre um número de sondagem que melhor defina as características do solo em questão (ABNT, 1983).

No planejamento do empreendimento e estudos preliminares, as sondagens devem ser igualmente distribuídas, por toda a área na qual a obra será implantada. Já na fase de projeto, o critério de escolha deve levar em conta as características estruturais da obra. Conforme cita a NBR 8036 (ABNT, 1983).

Segundo a NBR 8036 (ABNT, 1983), quando o número de sondagens ultrapassar três, não se deve distribuir os pontos ao longo de um mesmo alinhamento, pois isto não demonstraria uma melhor configurações da locação dos furos, pois as extremidades do terreno opostas ao alinhamento dos furos ficariam sem identificação.

3.3.2 CRITÉRIO DE PARALISAÇÃO DA SONDAGEM

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), a paralisação da sondagem, ocorre quando ocorrer um ou mais dos seguintes itens:

- “a) Quando, em 3 metros sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador padrão;
- b) Quando, em 4 metros sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador padrão;

c) Quando, em 5 metros sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador padrão.

Pela NBR 6484 (2001), deve-se interromper a cravação do amostrador padrão antes dos 45 cm de penetração, sempre que ocorrer um dos seguintes critérios:

a) Em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;

b) Um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;

c) Não se observar avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo. “

3.4 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

A NBR6122 (ABNT, 2019), define a tensão admissível como a máxima tensão que se pode aplicar ao terreno, sem que o mesmo, deixe de atender os limites de recalque ou deformação da estrutura.

Para a correta especificação da tensão admissível, a NBR6122 (ABNT, 2019), recomenda a utilização e análise de um ou mais dos seguintes procedimentos: métodos teóricos, prova de carga sobre placas e métodos semiempíricos.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), o ensaio de prova de carga sobre placas, deve ser interpretado utilizando o efeito escala, fazendo os ajustes necessários para relacionar os valores obtidos em campos, com os valores de um projeto real.

Os domínios analíticos dos métodos teóricos devem ser analisados, para verificar a possibilidade de utilização das formulações teóricas. Caso o modelo real não contemple os requisitos mínimos de aplicabilidade das formulações teóricas, os métodos de prova de carga sobre placas e/ou os métodos semiempíricos devem ser utilizados, conforme cita a NBR 6122 (ABNT, 2019).

Segundo a NBR 6122, ABNT (2019), os métodos semiempíricos correlacionam os valores obtidos em ensaios de campo, como o SPT, por exemplo. Com os valores de tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Verificando, sempre as recomendações de aplicabilidade de cada método. (NBR 6122, 2019)

O valor da tensão admissível, é obtido pela tensão média de ruptura, dividido por um fator de segurança. Para que se tenha um valor admissível de tensão aplicada ao solo com segurança mínima à ruptura. Logo, conforme mostra a (Equação 1), temos:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{rup}}{F_s} \quad (1)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível do solo

σ_{rup} = tensão de ruptura do solo, ou seja, tensão que se for aplicada ao solo, provocará deformação gradual no mesmo, sem qualquer acréscimo de carga.

F_s = fator de segurança global

O fator de segurança global, como visto na Tabela 1, deve ser no mínimo 3,0 para processos semiempíricos e teóricos (analíticos). Ou 2,0 para processos semiempíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga, executadas na fase de projeto, de acordo com o item 6.2.1.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010).

Tabela 1 - Fatores de segurança globais mínimos para elementos de fundação sob compressão.

TIPO	Método de obtenção da resistência	FS
Superficial	Método analítico	3,0
	Método semiempírico	3,0*
	Método analítico ou semiempírico com duas ou mais provas de carga	2,0
Profunda	Método analítico	2,0
	Método semiempírico	2,0**
	Provas de carga	1,6**

*Adotar o valor proposto no próprio método semiempírico, se maior que 3,0.

**Esse valor pode ser reduzido em função do número de dados, como indicado no item (b) a seguir.

Fonte: NBR6122, ABNT (2010)

3.4.1 Recomendações da norma brasileira NBR6122 (ABNT, 1995)

A norma faz uma recomendação geral e expedita, gerando resultados rápidos e seguros, via de regra.

Faz-se a correlação do tipo de solo abaixo da cota de assentamento da fundação, com a tensão admissível que este solo suporta, conforme é visto na Tabela 2.

Tabela 2 - Pressões básicas (admissíveis) NBR 6122 SPT = N72 Brasil

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados – conglomerados	1
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areia muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Fonte: NBR 6122, ABNT (1995)

A NBR 6122 (1995) limita a aplicação para cargas nos pilares de até 300 toneladas, ou seja, 3000kN.

Para calcário ou qualquer outra rocha cáustica, estudos especiais devem ser realizados, devido a ocorrência de cavernas e vesículas (NBR 6122, 1995).

Para rochas alteradas, ou em decomposição, leva-se em consideração a natureza da rocha matriz e o seu grau de decomposição ou alteração. (ABNT, 1995).

3.4.2 Adaptação da NBR6122:1995 por Dickran Berberian

Berberian (2015) ampliou todos os valores da Tabela 2, incluindo a faixa de valores do SPT, tornando mais fácil e precisa a visualização, favorecendo quem tem pouca prática neste assunto, conforme pode ser visto no Quadro 1.

Berberian (2015) recomenda que o SPT brasileiro médio, dentro da zona de plastificação, seja considerado 1,5 vezes o valor da menor dimensão do diâmetro ou menor lado da base. Faz-se a média dos valores do SPT encontrados dentro da zona de plastificação, verifica o solo predominante nesta área e verifica qual será a tensão admissível para aquela zona.

A existência de camadas de solo mais duras abaixo da base do elemento de fundação, tende a achatar a zona de plastificação, reduzindo assim, sua espessura, logo, como medida de segurança, calcula-se o SPT médio com uma camada a menos, caso o solo seja duro e a zona de plastificação esteja situada no meio de duas camadas. Se, for em solos moles, aumenta-se esta profundidade em 1 metro. (BERBERIAN, 2015)

Quadro 1 - VALORES DE TENSÕES ADMISSÍVEIS INTERPOLADOS

CLASSE	DESCRIÇÃO	MPa	kN/cm ²
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinais de decomposição	3	30
2	Rochas estratificadas, com pequenas fissuras	1,5	15
3	Rochas alteradas ou em decomposição (Saprólito)	Ver nota	3
4	Solos granulares concrecionados conglomerados	1	10
5	Solos pedregulhosos compacto a muito compacto	0,6	6
6	Solo pedregulhoso fofo	0,3	3
Areias			
7 S	Areia muito compacta SPT>40	0,5	5
8 S	Areia compacta 19<SPT<40	0,4	4
9 S	Areia medianamente compacta 9<SPT<19	0,2	2
10 S5C	Areia argilosa mto. Compac. SPT>40	0,4	4
11 S5C	Areia argilosa com 19<SPT<40	0,3	3
12 S	Areia medianamente comp 9<SPT<19	0,4	4
13 SMC	Areia silto argilosa mto comp SPT>40	0,4	4
14 SMC	Areia silto argilosa comp 19<SPT<40	0,3	3
15 SMC	Areia siltosa med comp 9<SPT<19	0,15	1,5
Argila			
16 C	Argila dura 20<SPT<50	0,3	3
17 C	Argila rija 11<SPT<20	0,2	2
18 C	Argila média 6<SPT<10	0,1	1
19 C5S	Argila arenosa dura 20<SPT<50	0,4	4
20 C5S	Argila arenosa rija 11<SPT<20	0,3	3
21 C5S	Argila arenosa média 6<SPT<10	0,15	1,5
22 C5M	Argila siltosa dura 20<SPT<50	0,4	4
23 C5M	Argila arenito siltoso rija 11<SPT<20	0,3	3
24 C5M	Argila siltoso média 6<SPT<10	0,15	1,5
Siltos			
25 M	Silte Duro 20<SPT<50	0,3	3
26 M	Silte rijo 11<SPT<20	0,2	2
27 M	Silte 6<SPT<10	0,1	1
28 M5S	Silte arenoso mto comp SPT>40	0,4	4
29 M5S	Silte arenoso compacto 19<SPT<40	0,3	3
30 M5S	Silte arenoso med. Comp. 9<SPT<19	0,15	1,5
31 M5C	Silte argiloso duro 20<SPT<50	0,3	3
32 M5C	Silte argiloso rigido 11<SPT<20	0,2	2
33 M5C	Silte Argiloso medio 6<SPT<10	0,1	1

Fonte: Adaptado Berberian (2015)

3.4.3 Albieiro e Cintra (1996)

Albieiro e Cintra (1996), desenvolveram uma formulação empírica (Equação 2), baseada com a prática de projetos para tensões admissíveis no Brasil, válida para qualquer tipo de solo na zona brasileira.

$$\sigma_A = \frac{N_{72}}{0,05} \quad (2)$$

Onde:

σ_A = tensão admissível do solo (kPa);

N_{72} = SPT brasileiro médio, dentro da zona de plastificação (1,5*Menor dimensão em planta do elemento de fundação);

3.4.4 Recomendações Victor de Mello (1975)

Mello (1975) recomenda a utilização da (Equação 3), apenas para solos com N_{72} entre 4 e 16 golpes, sem distinção do tipo de solo.

$$\sigma_A = 100\sqrt{N_{72} - 1} \quad (3)$$

Onde:

σ_A = tensão admissível do solo (kPa);

N_{72} = SPT brasileiro médio, dentro da zona de plastificação;

3.5 AÇÕES PROVENIENTES DA SUPERESTRUTURA

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), todos os valores de esforços nas fundações devem ser obtidos pelas combinações mais desfavoráveis, conforme é prescrito e explicado com maior detalhes na NBR 6120 (ABNT, 2019).

Para o dimensionamento das sapatas, se considera as combinações últimas, mais desfavoráveis, conforme diz a NBR 6118 (ABNT, 2014).

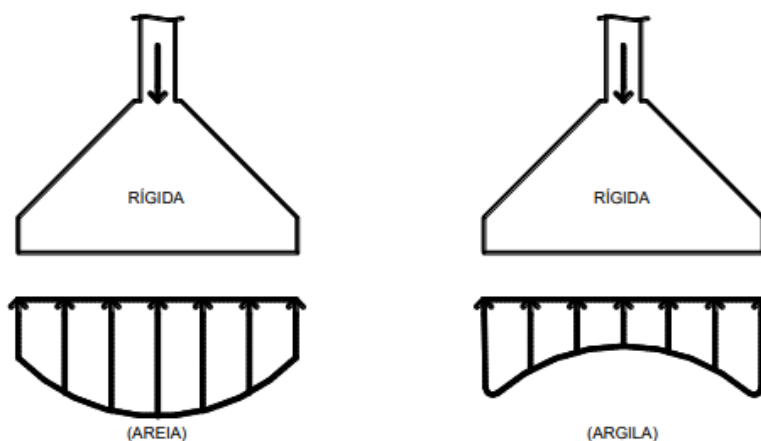
3.6 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO

A pressão que a sapata exerce na camada de solo, logo abaixo, é um dos fatores mais importante, visto que se deve tratar um solo com maior cuidado, já que este é um elemento com menor resistência (BASTOS, 2019).

Muitos estudos mostram que a distribuição de tensões não é uniforme, além de depender de fatores como excentricidade do carregamento, momentos fletores aplicados, rigidez da fundação e o tipo de solo (BASTOS 2019).

Na Figura 6, pode-se observar como é o comportamento de solos argilosos e arenosos quando estes estão recebendo o carregamento de uma sapata rígida de carga centrada.

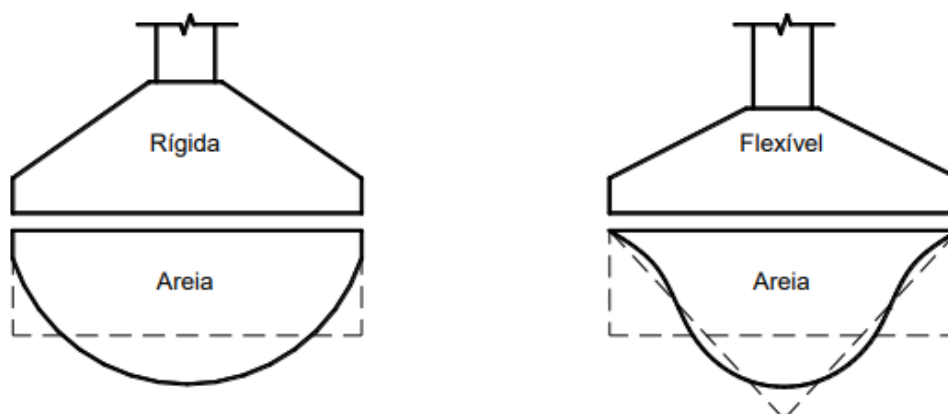
Figura 6 - Distribuição de tensões



Fonte: Bastos (2019)

Por questões de simplificação e segurança, esta distribuição de tensões é tratada como se fosse uniforme, resultando em esforços solicitantes maiores, como pode ser visto na Figura 7.

Figura 7 - Modelo real vs simplificado de distribuição de tensões



Fonte: Bastos (2019)

3.7 CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS

Existem diversos tipos de sapatas, e suas classificações variam conforme o método de transferência de carga ao solo, formato e rigidez.

3.7.1 Classificação quanto a transferência de carga ao solo

Como mostra o Quadro 2, as sapatas podem ser classificadas quanto ao tipo de carga que elas transferem ao solo.

Quadro 2 - Classificação quanto ao método de transferência de carga ao solo

Tipo	Carga que transfere
Isolada	Carga concentrada em um único pilar. Distribui a carga nas duas direções
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em apenas uma direção.
Associada	Cargas concentradas de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas sapatas associadas
Alavanca	Carga concentrada transferida através de viga-alavanca. É utilizada em pilar de divisa com o objetivo de centrar a carga do pilar com a área da sapata.

Fonte: Campos (2018)

3.7.2 Classificação das sapatas quanto à forma

Existe uma grande variedade de formas tanto para as sapatas isoladas e as sapatas corridas, o Quadro 3 exemplifica a maioria dos tipos comumente encontrados. (CAMPOS, 2015).

Quadro 3 - Classificação das sapatas isoladas e corridas quanto à forma

Forma	Dimensões
Quadrada	$L=B$
Retangular	$(L>B)$ e $(L<3B)$
Corrida	$(L<3B)$
Circular	$B=D$
Trapezoidal	

Sendo:

B= Menor lado da sapata;

D = Diâmetro da sapata, caso circular;

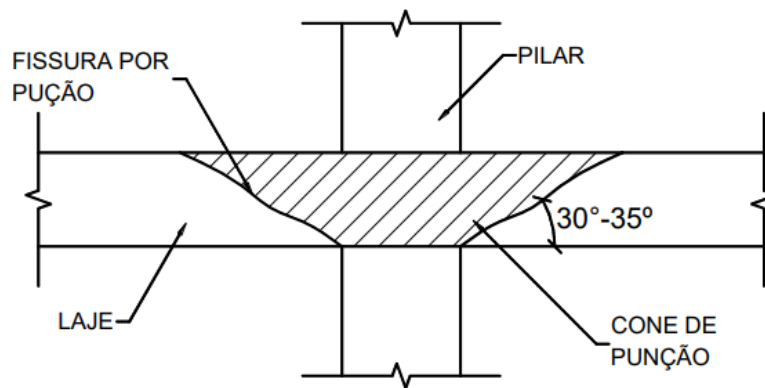
L = Qualquer dimensão da sapata;

Fonte: Campos (2015)

3.7.3 Classificação quanto à rigidez

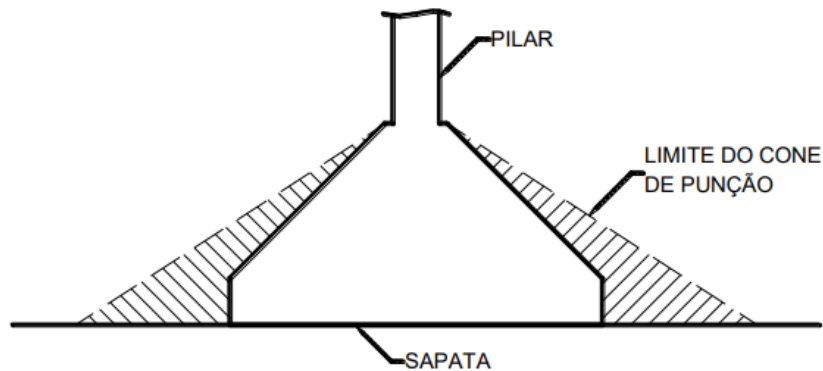
Outro método de classificação das sapatas é quanto ao seu comportamento estrutural, podendo elas serem rígidas ou flexíveis. Sapatas rígidas possuem preferência de escolha na hora da seleção do elemento de fundação, visto que sapatas rígidas se encontram dentro do cone hipotético de punção, ou seja, não estão submetidas ao esforço de punção Figura 8 e Figura 9. Além do fato de serem menos deformáveis (ABNT, 2014).

Figura 8 - Laje apoiada diretamente em pilar



Fonte: Bastos (2019)

Figura 9 - Cone de punção e sapata rígida



Fonte: Bastos (2019)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a sapata é considerada rígida, quando satisfaz (Equação 4), do contrário se dimensiona como se fosse uma sapata flexível:

$$h \geq \frac{(B - b)}{3} \quad (4)$$

onde:

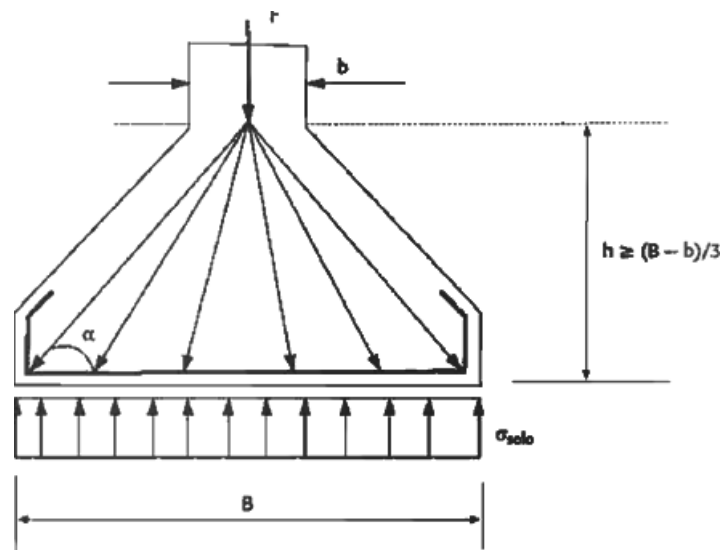
h = é a altura da sapata;

B = é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

b = é dimensão do pilar na mesma direção;

As dimensões descritas anteriormente podem ser observadas com mais detalhes nas Figura 10.

Figura 10 - Altura mínima das sapatas rígidas



Fonte: Campos (2015)

3.8 RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118 (2014) REFERENTE À SAPATAS RÍGIDAS

De acordo com o item 22.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

“Sapatas são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta. Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

$$h \geq \frac{(A - a_p)}{3}$$

onde h é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para a sapata rígida pode-se admitir plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-terreno, caso não se disponha de informações mais detalhadas a respeito. Para sapatas flexíveis ou em casos extremos de fundação em rocha, mesmo com sapata rígida, essa hipótese deve ser revista.”

Item 22.6.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

“O comportamento estrutural pode ser caracterizado por:

a) trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão

na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;

b) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal verificada conforme 19.5.3.1. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.”

Item 22.6.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

“Para cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo, quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão. Esses modelos devem contemplar os aspectos descritos em 22.6.2. Deverá ser avaliada a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura. Na região de contato entre o pilar e a sapata, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, conforme requerido em 21.2, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.”

Item 22.6.4.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

“A armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da sapata e terminando em gancho nas duas extremidades.

Para barras com $\phi \geq 25$ mm, deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que pode ocorrer o destacamento de toda a malha da armadura”.

Item 22.6.4.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

“A sapata deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da flexão da sapata.”

3.9 CÁLCULO DA ÁREA DA SAPATA

Segundo Campos (2015), a área da sapata pode ser obtida pela (Equação 5) e (Equação 6).

$$A = \frac{[N_{SK} + (0,05 \text{ a } 0,1)(G_{pp,k} + G_{solo,k})]}{\sigma_{adm,solo}} = \frac{(1,05 \text{ a } 1,1)N_{sk}}{\sigma_{adm,solo}} \quad (5)$$

$$A = \frac{Y_f[N_{sk} + (0,05 \text{ a } 0,1)(G_{pp,k} + G_{solo,k})]}{R_{d,solo}} = \frac{Y_f(1,05 \text{ a } 1,1)N_{sk}}{R_{d,solo}} \quad (6)$$

Onde:

$N_{SD} = F_{sd} = \gamma_f \cdot N_{SK}$ é a força solicitante de cálculo;

$G_{PP,K}$ é a carga pelo peso próprio da sapata;

$G_{solo,K}$ é a carga devido ao solo, sobre a sapata;

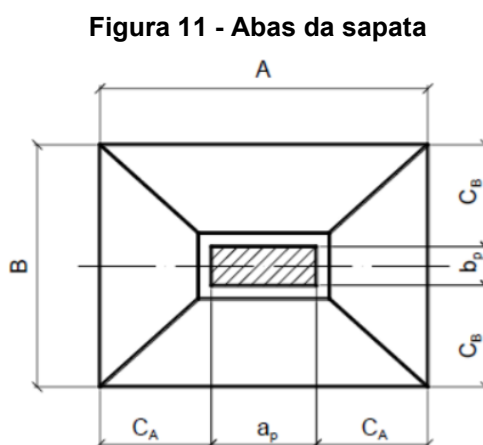
$\sigma_{adm,solo} = R_{d,solo}$ é a tensão admissível do solo

O acréscimo de 5 a 10% do valor da carga permanente é considerado para se estimar o peso de solo acima da sapata, juntamente com o peso da sapata. A literatura recomenda a utilização de 5% para sapatas flexíveis e de 5 a 10% para sapatas rígidas (CAMPOS, 2015).

Pela NBR 6122 (ABNT, 2010), o valor mínimo considerado para o peso próprio de sapatas deve ser de 5% da carga vertical permanente.

3.10 CÁLCULO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Para se estimar as dimensões das sapatas, se visa adotar balanços iguais, para que, conseqüentemente, os momentos fletores nas direções X e Y na sapata sejam semelhantes, fazendo com que a armadura de flexão seja praticamente idêntica nas duas direções e conseqüente critérios econômicos sejam satisfeitos. Os detalhes descritos anteriormente, podem ser observados na Figura 11, mostrando as distâncias c_A e c_B , referente a extremidade da sapata até a face do pilar, idênticas.



Fonte: Bastos (2019)

Igualando as distâncias c_A e c_b , se obtém (Equação 7) e (Equação 8):

$$A - a_p = B - b_p \quad (7)$$

$$A - B = a_p - b_p \quad (8)$$

Por consequências, as áreas de aços em ambas direções serão praticamente as mesmas. Bastos (2019), diz que a dimensão B da sapata é calculada pela (Equação 13):

$$A = \frac{S_{sap}}{B} \quad (9)$$

Já que os balanços são iguais, ou seja, $c_a = c_b$ temos (Equação 10) e (Equação 11):

$$A - B = a_p - b_p \quad (10)$$

$$\frac{S_{sap}}{B} - B = a_p - b_p \quad (11)$$

Multiplicando por B e resolvendo a equação do segundo grau, chega-se em (Equação 13):

$$S_{sap} - B^2 = B(a_p - b_p) \quad (12)$$

$$B = \frac{1}{2} \cdot (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4}(b_p - a_p)^2 + S_{sap}} \quad (13)$$

Sendo:

b_p a dimensão do pilar da mesma direção da aba da sapata em questão

a_p dimensão da outra face do pilar

S_{sap} área da sapata

Segundo Bastos (2019), todas as dimensões obtidas em (Equação 13) devem ser múltiplos de 5cm, devido ao fato de escavação em solo não gerar medidas precisas, facilitando assim a execução da obra.

3.11 DETALHES CONSTRUTIVOS

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), as sapatas isoladas não devem ter dimensões inferiores a 0,6 metros em planta.

Segundo Bastos (2019), é necessário adotar um valor mínimo para h_0 observar Figura 12, que satisfaça a (Equação 14), atendendo este critério se evita uma possível ruptura nos lados da sapata.

$$h_0 \geq \begin{cases} 15 \text{ centímetros} \\ h/3 \end{cases} \quad (14)$$

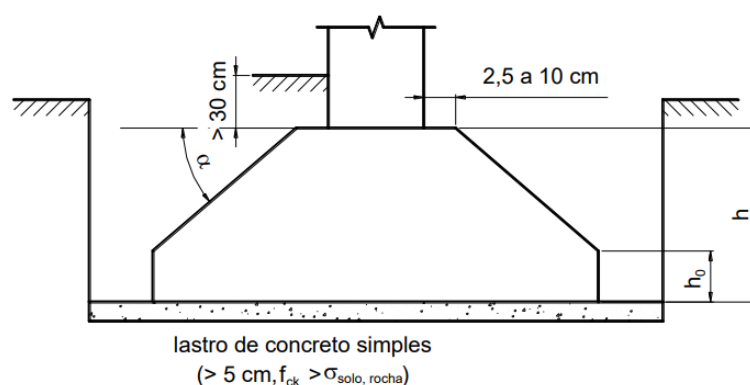
Sendo:

h_0 a aba da sapata

h a altura total da sapata

Deve-se fazer um lastro de concreto de 5 cm onde a sapata será apoiada, caso a mesma não seja apoiada em rochas, conforme mostra a Figura 12.

Figura 12 - Dimensões da sapata



Fonte: Bastos (2019)

3.12 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DAS BIELAS

O método das Bielas, proposto por Lebellet (1936), foi desenvolvido com base em resultados de ensaios experimentais. Pode ser aplicado tanto para sapatas corridas e isoladas, desde que atendam o limite de altura útil indicado pela (Equação 15).

$$d \geq \frac{A - a_p}{4} \quad (15)$$

Sendo:

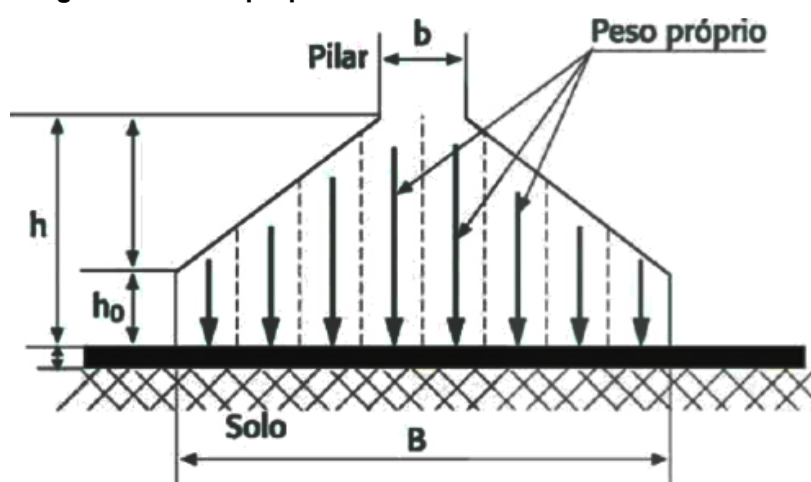
d = altura útil

A = maior dimensão da sapata

a_p = dimensão do pilar na mesma direção da sapata

O peso da sapata é desconsiderado para o cálculo da armadura à tração na sapata, visto que todo o peso da sapata é distribuído diretamente ao solo, como pode ser visto na Figura 13.

Figura 13 - Peso próprio se distribuindo diretamente ao solo

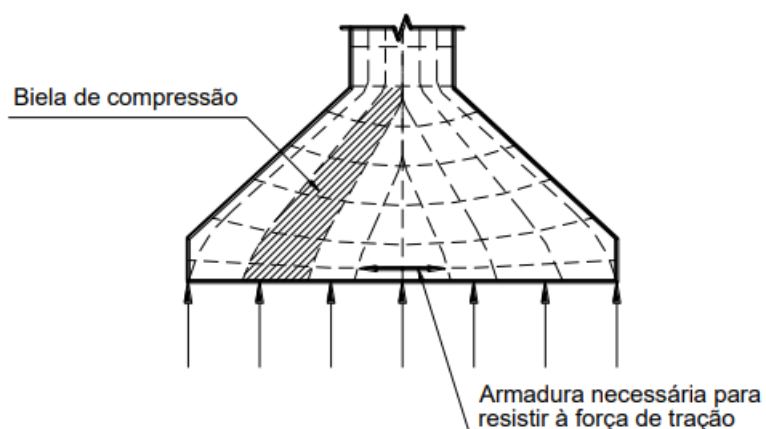


Fonte: Campos (2015)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2010), para que uma sapata seja considerada rígida, a altura útil deve atender a relação $h \geq (A - a_p)/3$, sendo assim, qualquer sapata considerada rígida pela NBR 6118 atende ao critério de Lebellet.

Na Figura 14, observa-se a distribuição de tensões dentro da sapata, formando um sistema de bielas de compressão e tração, sendo assim se necessita de uma área de aço na base da sapata para resistir aos esforços de tração.

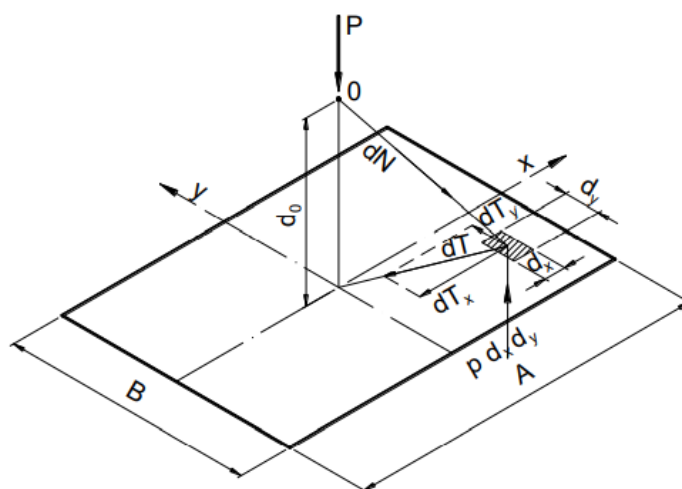
Figura 14 - Bielas de compressão e tração



Fonte: Bastos (2019)

Pode-se observar as forças atuantes na sapata, pelo método das bielas, na Figura 15.

Figura 15 - Forças atuantes na sapata



Fonte: Bastos (2019)

Observando a direção \$X\$, considerando como se fosse uma sapata corrida, a tração na base da sapata (\$T_x\$) pode ser escrita como (Equação 16) e (Equação 17). Quando integramos esses valores, obtemos (Equação 18) e como resultado final (Equação 19) e (Equação 20), integrando de modo que se tenha o maior valor de tração (CAMPOS, 2015).

$$dT = dN \cdot \cos \alpha \quad (16)$$

$$dT = dN \cdot \text{sen } \alpha \quad (17)$$

$$T_x = \int_x^{A/2} \frac{p}{d_0} x dx = \frac{1}{2} \frac{p}{d_0} \left(\frac{A^2}{4} - x^2 \right) \quad (18)$$

$$T_x = \frac{1}{2} \frac{(A - a_p)}{A \cdot d} \left(\frac{A^2}{4} - x^2 \right) \quad (19)$$

$$\text{Para } x=0, T_x = T_{max} \rightarrow T_x = \frac{1}{2} \frac{P}{A} \frac{(A - a_p)}{A \cdot d} \frac{A^2}{4} \quad (20)$$

Chegando assim, na força de tração na direção x da sapata, conforme mostra a (Equação 21)

$$T_x = \frac{P (A - a_p)}{8 d} \quad (21)$$

Analogamente para a direção y, obtém-se a (Equação 22), que indica a força de tração em y:

$$T_y = \frac{P (B - b_p)}{8 d} \quad (22)$$

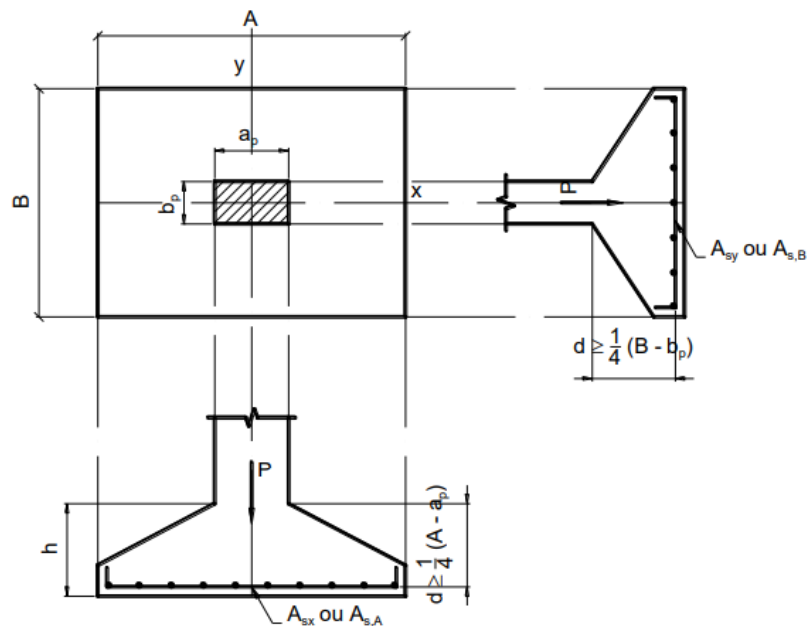
Por fim, a armadura na direção x e a armadura na direção y, podem ser obtidas dividindo a força de tração de cálculo em sua respectiva direção pela tensão de escoamento do aço de cálculo, resultando na (Equação 23) e (Equação 24):

$$A_{s,x} = \frac{T_x}{f_{yd}} \quad (23)$$

$$A_{s,y} = \frac{T_y}{f_{yd}} \quad (24)$$

A distribuição da armadura em suas respectivas direções pode ser observada com mais detalhes na Figura 16.

Figura 16 - Armadura de flexão na sapata



Fonte: Bastos (2019)

3.13 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO CEB-70

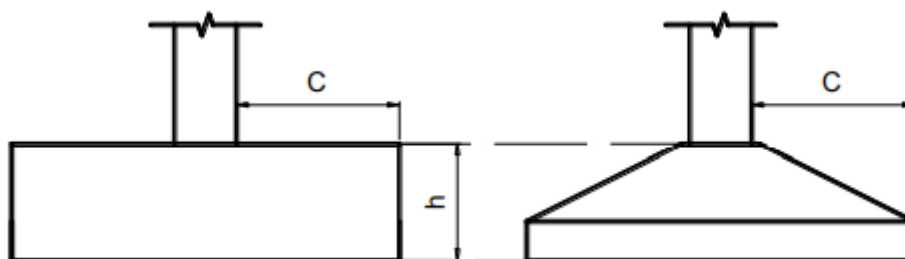
Segundo Bastos (2019), para que o método desenvolvido pelo professor Lauro Modesto dos Santos possa ser aplicado, é necessário que as sapatas apresentem as seguintes características, descritas na (Equação 25):

$$\frac{h}{2} \leq C \leq 2h \quad (25)$$

Se a aba da sapata for maior que $2h$, a sapata é considerada como se fosse uma viga ou uma placa, calculada de acordo com a sua respectiva norma e exigências, caso o balanço seja maior que $h/2$, temos que se trata de um bloco de fundação (BASTOS,2019).

Os balanços da sapata podem ser observados na Figura 17.

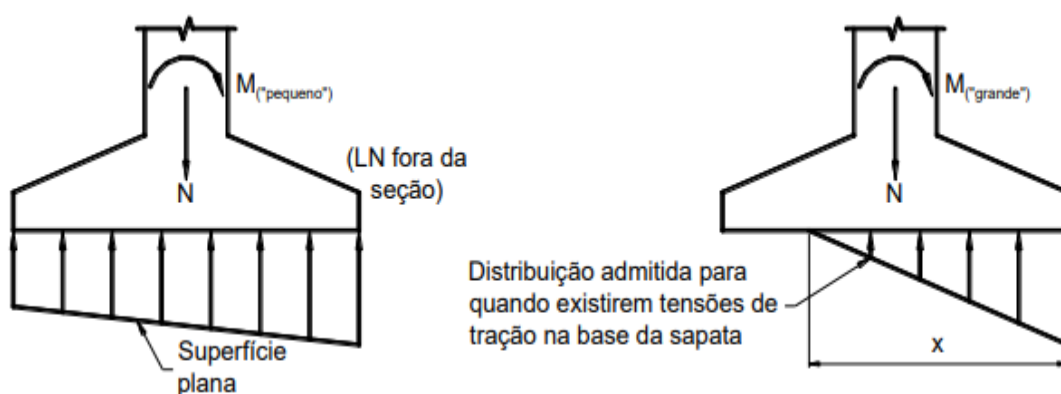
Figura 17 - Balanço C em sapatas isoladas



Fonte: Bastos (2019)

As tensões na interface solo-sapata é plana, e qualquer força horizontal atuante na sapata é equilibrada pela força de atrito, entre a superfície da base da sapata e o solo. Estas forças não podem ser consideradas para reduzir a armadura principal. (BASTOS, 2019)

Figura 18 - Distribuição da reação do solo na base da sapata

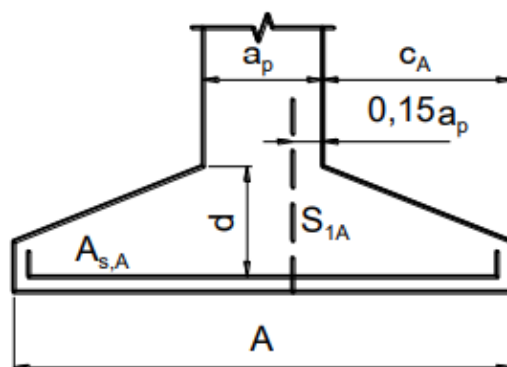


Fonte: Bastos (2019)

3.13.1 Dimensionamento e Disposições das Armaduras de Flexão

No método CEB-70, os momentos fletores são calculados para ambas as direções, x e y . Em relação a um ponto interno do pilar referente à direção, distante $0,15a_p$, sendo a_p , a dimensão do pilar normal à seção de referência, como pode ser visto na Figura 19 (BASTOS, 2019).

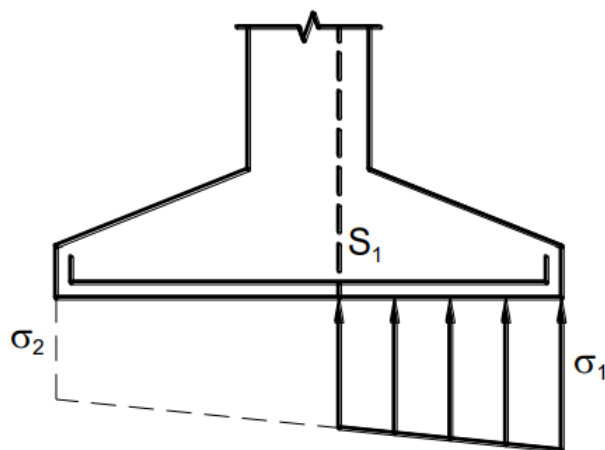
Figura 19 - Seção de referência (CEB-70)



Fonte: Bastos (2019)

Calcula-se o momento fletor em relação à uma seção S1 a partir das reações do solo que age na área da sapata, limitada por S1, conforme indica a Figura 20. Outra consideração é que o momento fletor mínimo não deve ser menor que 20% do maior momento fletor, caso seja, adotar 20% do maior momento para a seção correspondente (BASTOS, 2019).

Figura 20 - Seção de referência S1



Fonte: Bastos (2019)

Após calculado o momento fletor em cada direção, caso haja algum momento fletor negativo, é necessário dispor armadura na parte superior da sapata. (BASTOS, 2019).

Para o cálculo do balanço nas duas direções, se utiliza (Equação 26) e (Equação 27):

$$c_a = \frac{A - a_p}{2} \quad (26)$$

$$c_b = \frac{B - b_p}{2} \quad (27)$$

Onde:

c_a = balanço na direção A

c_b = balanço na direção B

Já a pressão que a sapata exerce no solo, pode ser calculada pela (Equação 28):

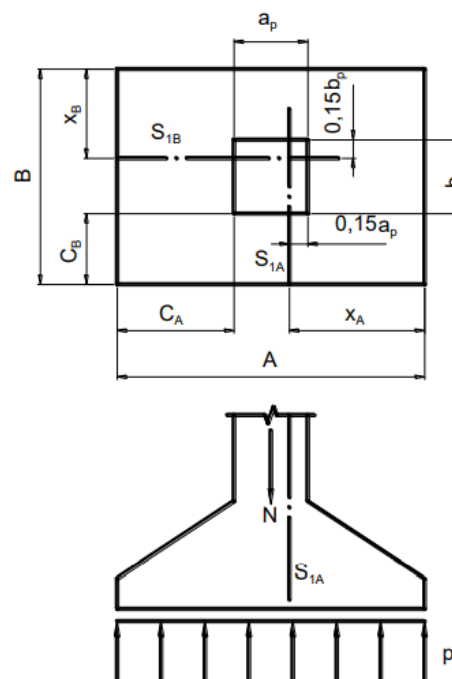
$$p = \frac{N_k}{A \cdot B} \quad (28)$$

Sendo assim, as distâncias do extremo da base da sapata até o ponto de atuação do momento Figura 21, pode ser calculado pela (Equação 29) e (Equação 30):

$$X_a = c_a + 0,15a_p \quad (29)$$

$$X_b = c_b + 0,15b_p \quad (30)$$

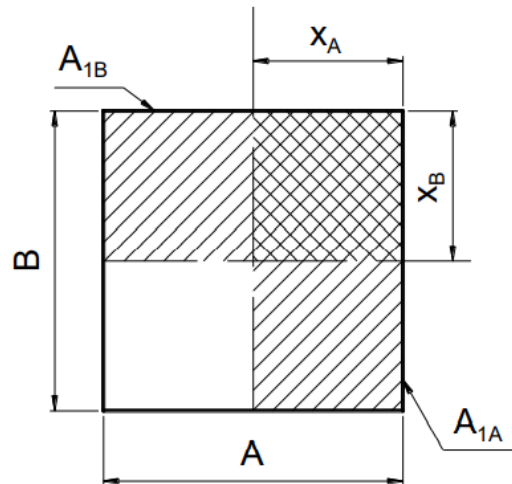
Figura 21 - Ponto de atuação dos momentos



Fonte: Bastos (2019)

Já as áreas que são consideradas no momento fletor, conforme mostra a Figura 22, é calculada pela (Equação 31) e (Equação 32)

Figura 22 - Área de referência para o cálculo dos momentos fletores



Fonte: Bastos, 2019

Logo, as reações são (Equação 31) e (Equação 32):

$$R_{1A} = p \cdot A_{1A} = p \cdot x_A \cdot B \quad (31)$$

$$R_{1B} = p \cdot A_{1B} = p \cdot x_B \cdot A \quad (32)$$

E os momentos fletores, são (Equação 33) e (Equação 34):

$$M_{1A} = \frac{p x_A^2}{2} \quad (33)$$

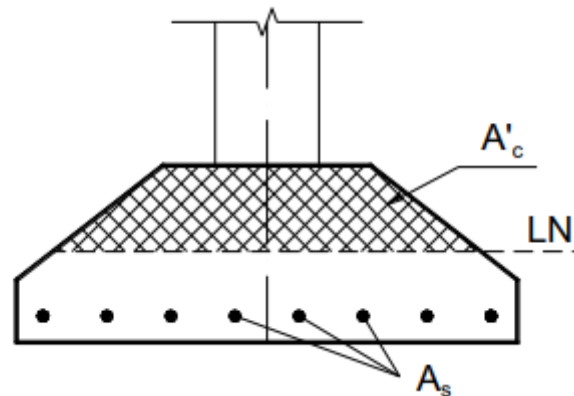
$$M_{1B} = \frac{p x_B^2}{2} \quad (34)$$

Por fim, a área de aço (Equação 35):

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (35)$$

Na Figura 23, pode se observar as áreas comprimidas devido o esforço de flexão, a linha neutra e a área que será tracionada, que se concentra na região inferior da sapata.

Figura 23 - Área comprimida, devido esforço de flexão



Fonte: Campos (2015)

3.13.2 Caso de excentricidade em duas direções

A Figura 24 detalha o caso de excentricidade em duas direções. Quando se considera o vínculo pilar sapata como engastado, momentos na superestrutura são transferidos até a sapata e esses momentos podem ser substituídos por uma força equivalente, aplicada com uma excentricidade. Como é indicado em (Equação 36) e (Equação 37).

$$e_A = \frac{M_A}{N} \quad (36)$$

$$e_B = \frac{M_B}{N} \quad (37)$$

Quando todas as excentricidades estão dentro do núcleo de inércia, ou seja, obedece a (Equação 38), as tensões máximas e mínimas podem ser obtidas pela (Equação 39) e (Equação 40).

$$\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6} \quad (38)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \cdot B} \left[1 + \frac{6e_A}{A} + \frac{6e_B}{B} \right] \quad (39)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \cdot B} \left[1 - \frac{6e_A}{A} - \frac{6e_B}{B} \right] \quad (40)$$

Já quando as excentricidades se encontram fora do núcleo de inércia, obedecendo a (Equação 41), o Ábaco de Montoya é utilizado para a obtenção dos momentos nas 4 extremidades da sapata. Sendo a tensão máxima caracterizada pela (Equação 42) e a mínima pela (Equação 43). Sendo que a mínima, deve, obrigatoriamente obedecer a (Equação 44).

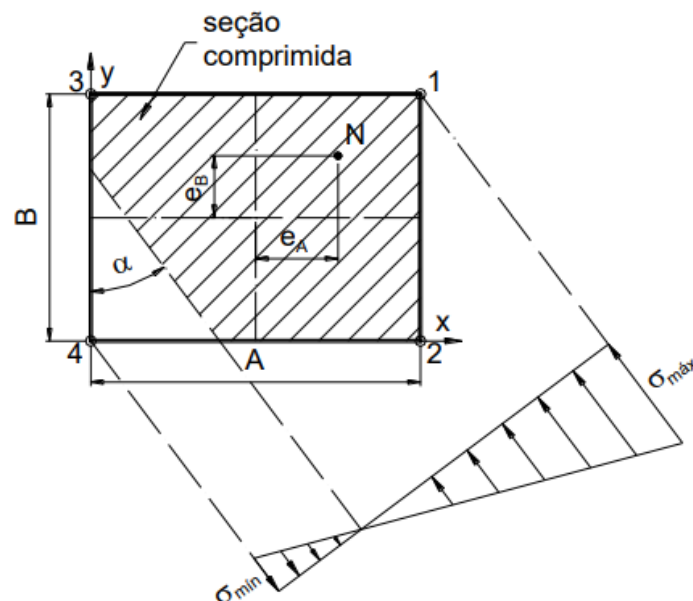
$$\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6} \quad (41)$$

$$\sigma_{max} = \sigma_1 \cdot \frac{N}{K_1 \cdot A \cdot B} \quad (42)$$

$$\sigma_{min} = \sigma_4 = K_4 \cdot \sigma_1 \quad (43)$$

$$\sigma_{min} = \sigma_4 < 0 \quad (44)$$

Figura 24 - Excentricidades e seção comprimida



Fonte: Bastos (2019)

Em qualquer hipótese, deve-se ter, $\sigma_{máx} \leq 1,3 \cdot \sigma_{adm}$. Caso este critério não seja atendido, é necessário aumentar as dimensões da sapata, para que a tensão máxima aplicada ao solo seja reduzida (Bastos, 2019).

3.13.3 MOMENTO MÍNIMO

A NBR 6118 não define um valor mínimo de momento para se calcular a armadura das sapatas.

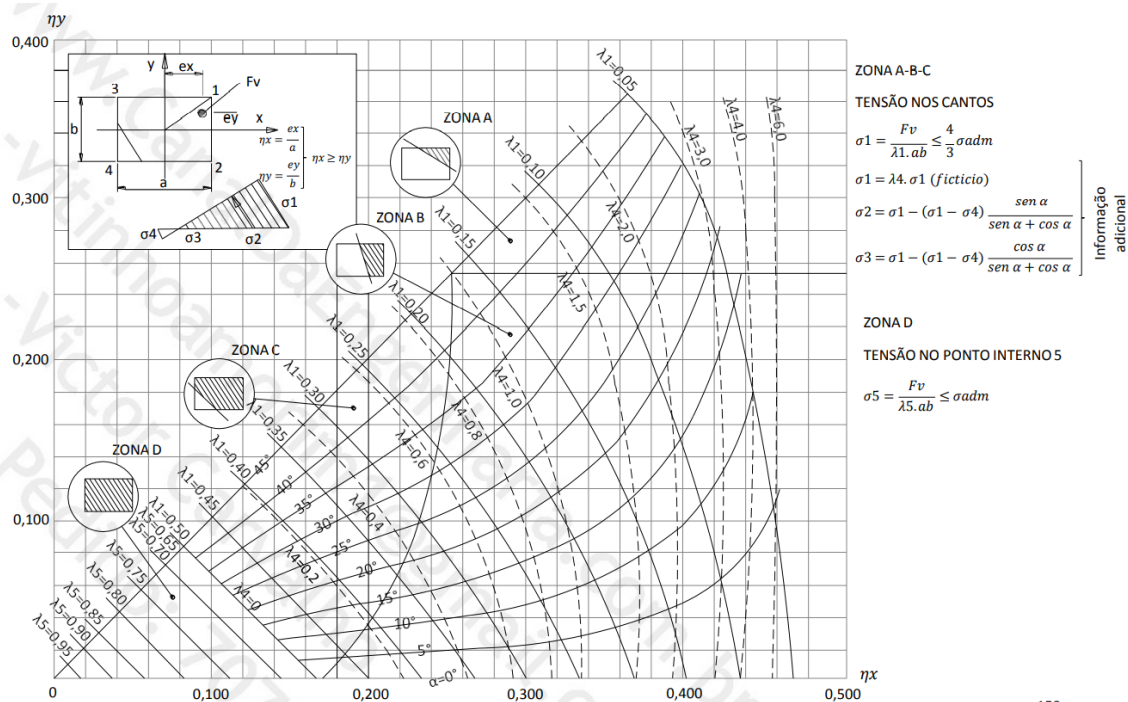
Segundo Bastos (2019), uma boa hipótese para o cálculo, seria adotar uma armadura mínima, como mostra a equação (45), porém, isto implicaria em um resultado muito conservador, por se tratar de uma sapata rígida, elemento que possui uma altura de tamanho considerável.

$$A_{MIN} = 0,0018 \cdot b_w \cdot h \quad (45)$$

3.14 ANÁLISE DAS TENSÕES PELO ÁBACO DE MONTOYA

O ábaco de Montoya 1973 Figura 25, é utilizado para encontrar os valores de tensões atuantes na base da sapata, quando a mesma está submetida desde uma carga axial, até um sistema formado por momentos e força axial compressiva.

Figura 25 - Ábaco de Montoya



Fonte: Canal Da Engenharia, 2017

Segundo Bastos (2019), temos que a tensão máxima produzida não pode ultrapassar a tensão admissível do solo acrescida de 30% do seu valor total.

3.15 VERIFICAÇÃO QUANTO AO TOMBAMENTO

Segundo Bastos (2019), para que se tenha a segurança quanto ao tombamento garantida, é necessário que a seguinte verificação seja atendida (Equação 46):

$$\left(\frac{e_A}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_B}{B}\right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad (46)$$

3.16 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA POR COMPRESSÃO DIAGONAL

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para que o critério de ruptura por compressão diagonal seja verificado, temos que a tensão solicitante dado pela (Equação 47), tem que ser menor que a tensão resistente, dado pela (Equação 48).

Na Figura 26, pode se observar o contorno crítico, além da distribuição das tensões.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu \cdot d} \quad (47)$$

Com:

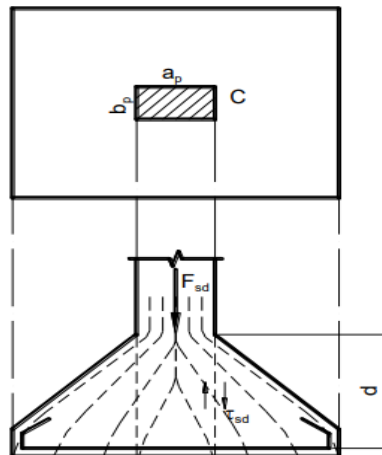
F_{sd} = força solicitante normal de cálculo;

μ = perímetro de contorno crítico C;

$\mu = 2(a_p + b_p)$

d = altura útil ao longo do contorno crítico C;

Figura 26 - Tensões de compressão na diagonal comprimida



Fonte: Bastos (2019)

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v \cdot f_{cd} \quad (48)$$

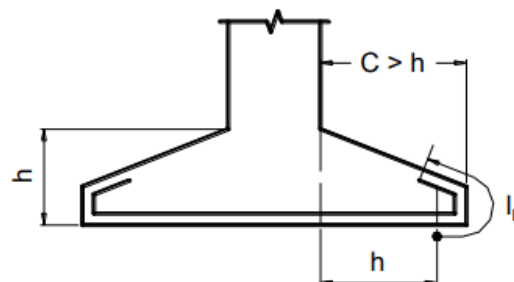
Onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

3.17 ANCORAGEM DA ARMADURA DE FLEXÃO

Existem duas maneiras de se ancorar, seguindo o método CEB-70. O primeiro, diz que se a aba (balanço) de comprimento c , for maior que a altura h , a armadura é ancorada a partir da seção distante h da face do pilar, estendendo-se até o limite da sapata.

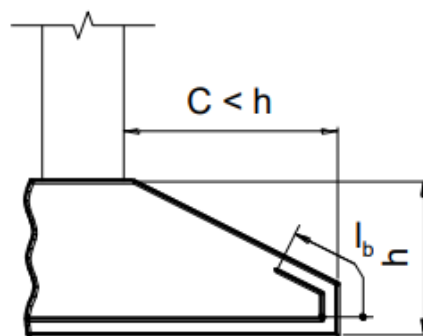
Figura 27 - Ancoragem da armadura principal



Fonte: BASTOS (2019)

Caso o critério não seja cumprido, e a aba c for inferior a h , a armadura tem que se ancorada próximo da borda da sapata, fazendo a curvatura da mesma, conforme indica a Figura 28.

Figura 28 - Ancoragem partindo da face



Fonte: Bastos (2019)

O comprimento de ancoragem requerido tanto para a armadura do pilar como para a armadura da sapata, é obtido através do Quadro 4, inserindo dados como o diâmetro da barra a ser ancorada, o tipo de concreto utilizado e se a barra será ancorada numa zona de boa ou má aderência (BASTOS, 2018).

Quadro 4 - Comprimento de ancoragem para barras 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: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

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

Fonte: Bastos (2018)

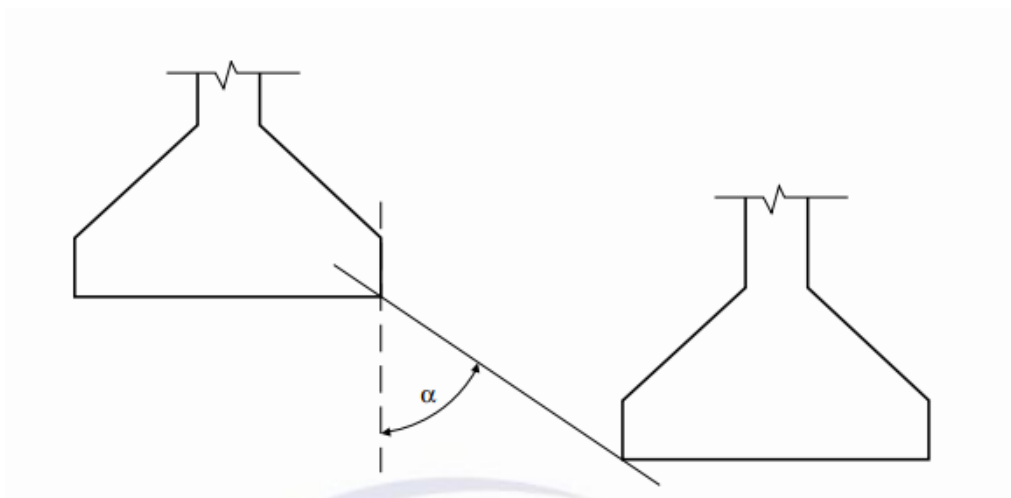
3.18 FUNDAÇÕES EM COTAS DIFERENTES

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), caso haja fundações próximas, porém, assentadas em cotas diferentes, a reta de maior declive que passa pelos seus bordos deve ter, com a vertical, um ângulo α , como indicado na Figura 29.

Solos pouco resistentes $\alpha \geq 60^\circ$

Solos resistentes $\alpha \geq 45^\circ$

Rochas $\alpha \geq 30^\circ$

Figura 29 - Fundações próximas e em cotas diferentes

Fonte: NBR 6122 ABNT (2019)

3.19 EBERICK

O software Eberick foi desenvolvido pela AltoQi, sendo esta, uma empresa nacional que produz diversos tipos de softwares, relacionados com o desenvolvimento de projetos para a construção civil.

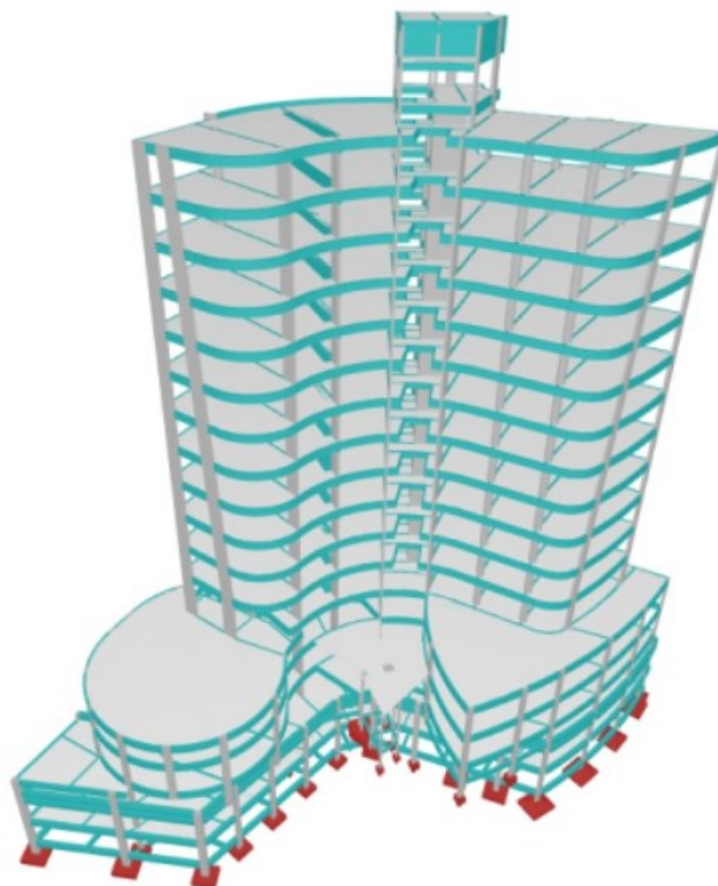
Este software faz o dimensionamento de edificações em concreto armado, utilizando um sistema de pórtico espacial. O programa também faz toda a parte de detalhamento estrutural, além de gerar todo o memorial de cálculo, para que o projetista possa conferir a veracidade dos dados.

No quesito sapatas, o Eberick faz, igualmente, todo o cálculo e detalhamento, através da transferência de carga da superestrutura para o elemento de fundação.

Uma das vantagens do Eberick é poder escolher o tipo de ligação entre o Pilar e a Sapata, tratando o nó como rígido, engastado, parcialmente engastado, e até mesmo utilizando coeficientes de engastamento. Esta opção é útil quando se deseja que o pilar só transfira cargas axiais (superestrutura absorve os momentos), caso não seja o desejado, os momentos são transferidos do pilar, para a sapata e da sapata para o solo.

Na Figura 30, é possível observar como é a interação gráfica do software, na modelagem de um edifício residencial de múltiplos pavimentos.

Figura 30 - Estrutural em Eberick



Fonte: Alto QI (2021)

O software faz o processo de dimensionamento das sapatas utilizando o método dos elementos finitos, representando a sapata por uma grelha, sendo que os espaços são associados a valores de pressão de acordo com a distribuição das pressões proveniente do elemento de fundação. Posteriormente, cada espaço é associado a valores de pressão, seguindo a distribuição de tensões. Contabiliza-se cada região separadamente, para se obter o valor final, desprezando valores de pressões negativos. Após o momento ser calculado na mesma seção imposta pelo método CEB-70, a área de aço segue o mesmo procedimento, sendo calculada pela (Equação 35).

4 METODOLOGIA

Esta pesquisa pode ser caracterizada como qualitativa, já que foi realizado o dimensionamento dos elementos de fundação, tanto por meio de software, como por processos manuais. Também é quantitativa, já que foi feita a comparação entre os dados obtidos, verificando critérios normativos e critérios econômicos.

Inicialmente, através da área de projeção da edificação, obtida pelo projeto arquitetônico, foi verificado o número mínimo de sondagens requeridas para a obra em questão.

Posteriormente foi feita a caracterização dos solos, através de sondagens SPT, seguindo a NBR 6484:2001, obtendo o número N_{SPT} referente a cada metro de profundidade.

Com as sondagens em mãos, foi verificado as tensões admissíveis do solo, para que as tensões provenientes da superestrutura fossem corretamente distribuídas nas camadas de solo, atendendo os critérios da NBR 6122:2019 e da literatura do tema, referente aos métodos semiempíricos.

Após a determinação da resistência do solo, realizou-se o dimensionamento de todas as sapatas da estrutura, com o auxílio do software Eberick.

Através do relatório fornecido pelo programa, foram realizadas diversas comparações e análises.

A primeira análise é referente aos critérios normativos da NBR 6122:2019, NBR 6118:2010 e o CEB-70 observando se o software cumpre todos os critérios, fazendo todas as verificações necessárias.

A segunda análise é referente a superdimensionamento, verificando se o programa calcula um volume de concreto e aço além do requerido pela norma. Para isto, foi feito o cálculo manual das sapatas, e comparando com os resultados obtidos pelo software.

5 DESENVOLVIMENTO

Este trabalho, em síntese, passou pelas seguintes etapas para se obter o resultado final: verificação da quantidade mínima de furos para a obra em questão; verificação do laudo de sondagem; levantamento de cargas através da planta de carga da obra em questão; cálculo das sapatas utilizando o software Eberick; cálculo das sapatas utilizando as recomendações da NBR 6118; cálculo das sapatas utilizando as recomendações do Comitê Europeu de Concreto (CEB-70); análise dos dados obtidos pelo programa.

5.1 VERIFICAÇÃO DO NÚMERO MÍNIMO DE SONDAAGEM

A estrutura em questão, possui dimensões de 12,55 x 19,10m, totalizando 239,7m². Sendo assim, de acordo com os critérios estabelecidos pela NBR 8036 (1983), são necessários no mínimo 3 sondagens para melhor descrever o terreno, tal qual será implantado a obra.

5.2 ANÁLISE DAS SONDAJENS E RESISTÊNCIA DO SOLO

As sondagens, realizadas em um ensaio de campo, pela Universidade Federal de Santa Catarina, estão situadas no ANEXO A, sendo estas sondagens dispostas em forma de um triângulo equilátero com espaçamento de 15 metros entre furos.

Observando as sondagens, notou-se que o primeiro metro possuía uma resistência muito baixa, sendo assim, se optou por assentar as sapatas na cota de -2m, de modo que o menor N_{SPT} fornecido para qualquer sapata, seja de 6 golpes.

Definida a cota de assentamento das sapatas, a resistência dos solos foi calculada, através dos métodos: NBR6122 (1995), NBR6122 (1995) adaptada Dickran, Albiero e Cintra (1996) e Victor de Mello (1975).

Obtendo os seguintes valores, sabendo que o solo em questão é uma argila arenosa de N_{spt} de 6 golpes.

Pela Tabela 2, da NBR 6122 (1995), como se tem pouca definição dos tipos de solo, se utilizou o tipo predominante, que é uma argila média, já que seu N_{SPT} é igual a 6, sendo assim, obteve uma tensão admissível do solo de 0,1 MPa.

Já o Quadro 1, que é a adaptação da Tabela 2 realizada pelo professor Dickran Berberian, tem-se uma variedade maior de tipos de solos, facilitando assim a escolha da tensão admissível do solo. Como temos um solo Argiloso Arenoso, observando o Quadro 1, temos que a resistência para este tipo de solo é de 0,15 MPa. Como pode ser visto, a resistência é maior quando comparada com o método anterior, isto se deve ao fato da Tabela 2 apresentar valores conservadores e uma baixa variabilidade de solos.

Com a (Equação 2), válida para qualquer solo na região brasileira, temos que a tensão admissível do solo é de 0,12MPa, um valor intermediário dentre as soluções encontradas anteriormente.

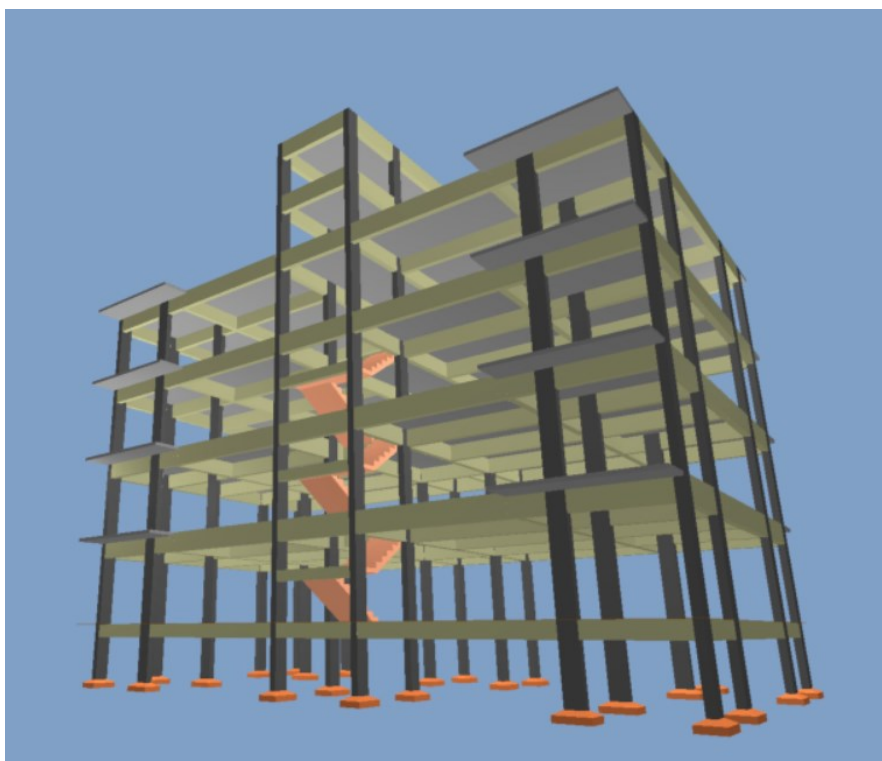
Por fim, utilizando a (Equação 3), válida para qualquer tipo de solo com N_{SPT} entre 4 e 16 golpes, temos um valor de tensão admissível muito elevado quando comparado aos outros métodos, resultando em 0,23MPa, sendo assim, optou-se por descartar este valor, visto que adotando este valor, poderia se dimensionar o elemento de fundação contra a segurança.

Como os valores tiveram uma considerável discrepância entre si, optou-se por excluir os valores extremos, pelo fato de que o valor de tensão admissível proposto pela NBR 6122 (1995) é muito conservador. Já o proposto por Victor de Mello se apresentou muito elevado, comparado com os demais. Logo o valor escolhido para o solo, foi o do método Albieiro e Cintra, visto que ele se apresenta ser um valor mais plausível, de acordo com as proximidades com os demais resultados, excluído o do Victor de Mello.

5.3 DIMENSIONAMENTO PELO EBERICK

O edifício que será utilizado para a análise, foi totalmente desenvolvido no software Eberick, trata-se de um edifício residencial de múltiplos pavimentos, como pode ser visto na Figura 31.

Figura 31 - Edifício do estudo de caso



Fonte: Autoria própria (2021)

Como o edifício hipotético foi considerado como sendo implantado na região de Guarapuava – PR as ações consideradas do vento foram: Velocidade de 40m/s, considerando a isopleta da região centro-oeste do paraná. Topografia do tipo S1=1,1, considerando a edifica o em encosta de morros. Altura da edifica o menor que 20 metros. Categoria 3 de rugosidade do terreno, considerando que a edifica o esteja situada em zona urbana com obstáculos. Por fim, fator S3=1, considerando uma edifica o residencial.

O processo de análise dos efeitos de segunda ordem foi desprezado, já que o gama z foi menor que 1,1, conforme pode ser visto na Tabela 3.

TABELA 3 – GAMA-Z

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cáculo (tf.m)	90.98	86.40
Momento de 2 ^a . Ordem de cáculo (tf.m)	4.17	4.01
Gama-Z	1.05	1.05

Fonte: Autoria própria (2021)

Cada pilar possuirá uma sapata associada a ele, de forma que não seja necessário a utilização de vigas de alavanca.

Entrando no menu superior ESTRUTURA → PROJETO → DIMENSIONAMENTO → SAPATAS. Irá abrir a guia de dimensionamento das sapatas, onde serão inseridos todos os parâmetros desejados pelo projetista, respeitando sempre os requisitos impostos pela norma vigente. Os valores que foram inseridos podem ser observados na Figura 32.

Figura 32 - Critérios de cálculo para sapatas (Eberick)

Dimensionamento [Sapatas]

Dimensionamento [Sapatas]

Pilares Pilares PM Vigas Vigas PM Lajes Sapatas Blocos Muros

Dimensões

Altura da sapata constante se $h_1 <$ que 0.15 m

Dimensões múltiplas de 5 cm

Agrupar com diferença de lados $<$ que 0.0005 m

Lado maior inferior a 6 m

Influência do fator de forma 1

Profundidade do solo 1 m

Valores mínimos

Altura maior (H1) 0.3 m

Altura menor (H0) 0.15 m

Balanço mínimo 0.2 m

Altura útil maior que a espera do pilar

Solo

Tipo do solo coesivo

Pressão admissível 120 kN/m²

Coesão 50 kN/m²

Peso específico 16 kN/m³

Ângulo de atrito 30

Redutor do atrito 0.67

Majoração de pressão para cargas excêntricas 1

Momento mínimo para considerar flexão 0 kN.m

Armadura... Coeficientes...

OK Cancelar Ajuda

FONTE: Autoria própria (2021)

Os critérios de parâmetros do solo, foram utilizados os valores default para o tipo de solo argiloso, visto que este trabalho não tem por objetivo fazer as

verificações quanto ao tombamento e deslizamento, já que estes parâmetros não irão afetar o dimensionamento quanto aos métodos citados.

Se adotou um valor de 15cm em (Altura da sapata constante se $h_1 <$ que) para que o Eberick não transformasse nenhuma sapata em um paralelepípedo retângulo.

Dimensões múltiplas de 5cm, conforme é recomendado para facilitar na execução de obras de fundação em sapatas.

Adotou-se um valor baixíssimo, na guia agrupar lados, para que o Eberick não agrupasse sapatas com dimensões próximas, isto foi feito para que a análise final referente à qualidade de dimensionamento do programa não fosse prejudicada.

Lado maior foi adotado 6m, que é a dimensão mínima encontrada entre pilares, porém crê-se que este valor não será alcançado, já que as cargas do edifício não são elevadas e o solo apresenta uma resistência razoável.

O valor mínimo de h_0 é o mesmo recomendado para as sapatas, que é de 15 centímetros.

A caixa de checagem (Altura útil maior que a espera do pilar), foi marcada, como exige a norma. Este era um item que não deveria existir, já que a NBR 6118 de 2014 obriga que haja espaço para a ancoragem do pilar dentro do volume da sapata.

Por último se inseriu a tensão admissível do solo e zerou-se o valor de Momento mínimo, considerando a recomendação do professor Bastos (2019), que diz que considerar tais momentos como se considera em sapatas, aumenta muito a área de aço nas sapatas.

Já a questão da disposição das barras da sapata, pode-se observar na Figura 33, os critérios adotados.

Figura 33 - Critérios de disposição das armadura (Eberick)

Armadura das sapatas

Armadura inferior

Considerar momento mínimo

Número mínimo de barras em uma direção

Espaçamento das barras múltiplo de cm

Espaçamento mínimo entre barras cm

Espaçamento máximo entre barras cm

Diâmetro mínimo

Armadura superior

Adotar em sapatas isoladas

Adotar em sapatas associadas

Espaçamento máximo cm

Diâmetro mínimo

Estribos Horizontais

Número mínimo

Espaçamento mínimo cm

Espaçamento máximo cm

Diâmetro mínimo

Fonte: Autoria própria (2021)

Por fim, os critérios referentes ao tipo de ligação pilar/sapata e a altura de assentamento das sapatas, através da Figura 34.

Optou-se por considerar o vínculo Sapata-Pilar como rotulado, para que possa ser considerado o dimensionamento do Eberick com duas teorias, a CEB-70 e o método das Bielas. Visto que o método das Bielas só é válido quando se tem apenas forças axiais chegando até a sapata, já o CEB-70 pode ser utilizado tanto para somente cargas axiais, como também cargas axiais, momentos e cargas horizontais.

Figura 34 - Critério de ligação pilar/sapata e cota de assentamento (Eberick)

Converter em pilares de fundação

Tipo da fundação

Bloco

Sapata Divisa

Tubulão ...

Estaca isolada Tipo: Nome:

Dados da fundação

Apoio: ...

Altura barra: m

Profundidade (df): m

Altura do Arranque (ha): m

Fonte: Autoria própria (2021)

Após o processamento da estrutura, chegou-se aos valores das dimensões e área de aço em todas as sapatas. Tais valores foram usados como base para a comparação com os resultados obtidos no dimensionamento manual, utilizando o método proposto por Labelle e o CEB-70. Todos os valores referentes aos cálculos podem ser encontrados nos Apêndice B e no Anexo A.

5.4 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO BIELA-TIRANTE

O dimensionamento das sapatas pelo método proposto por Labelle, parte da verificação das dimensões mínimas necessárias para a sapata.

A área necessária para transferir as tensões da superestrutura para o solo, sem que o solo rompa, foi descoberta utilizando a (Equação 6). Partindo do valor obtido de sua área, suas dimensões B e A, foram descobertas pelas (Equação 13) e (Equação 9) visando sempre valores múltiplos de 5 centímetros, visto que, construções/escavações em solos, não são muito precisas, sendo assim, trabalhar nessa faixa de valores facilita a execução da obra.

Já a altura total da sapata, foi encontrada utilizando a (Equação 4), de forma que todas as sapatas fossem consideradas rígidas, segundo a metodologia proposta pela NBR6118, também foi adotado um valor de altura da sapata maior que o comprimento necessário de ancoragem das barras dos pilares. Como os pilares tinham bitola de $\phi 10\text{mm}$, são ancorados numa região de boa aderência com f_{ck} de 25MPa e foi utilizado gancho em todas os pilares, temos que o comprimento de ancoragem necessário, para todos os pilares, é de 26cm.

A altura da aba das sapatas, foram dimensionadas obedecendo a (Equação 14), adotando um valor mínimo de 15cm e arredondando todos os valores encontrados para múltiplos de 5cm.

Como todas as cargas que chegam às sapatas são cargas centradas, devido ao fato de a consideração do vínculo pilar/sapata como rotulado, não é transferido momento para as sapatas. Logo, utilizando (Equação 21) e (Equação 22), encontrou-se a força de tração nos dois sentidos da sapata, e a área mínima necessária de aço, tanto na direção x, como na direção y, foi descoberta utilizando a (Equação 23) e (Equação 24). Como os balanços de todas as sapatas foram dimensionados para possuírem valores idênticos, temos que neste caso, as áreas de aço na direção x, são iguais aos da direção y. Todos os cálculos descritos anteriormente podem ser observados no Anexo A.

5.5 DIMENSIONAMENTO PELO CEB-70

O dimensionamento pelo método CEB-70, assim como o proposto por Labelle, parte da caracterização das dimensões mínimas necessárias das sapatas. Sendo assim, as dimensões da base (A e B), assim como a altura da sapata e altura da aba da sapata são obtidas pelo mesmo método descrito anteriormente, para sapatas dimensionadas pela teoria das Bielas.

Após dimensionado a geometria das sapatas, verificou-se a possibilidade de aplicação do método CEB-70, através da fórmula ($x/h/2 < C < 2h$). Notou-se que todas as 24 sapatas se enquadravam nos requisitos de utilização do método, logo se partiu para a verificação das áreas de aço necessárias.

Primeiro, foi encontrado a pressão ao longo de toda a base das sapatas, utilizando a (Equação 28). Posteriormente, verificou-se a distância de aplicação das cargas na base das sapatas, a seção de referência para calcular-se o momento resultante na direção x e y, utilizando (Equação 29) e (Equação 30).

Sendo assim, verificou-se a intensidade das cargas na base da sapata, referente às seções A e B, através da (Equação 31) e (Equação 32). Com a carga e as seções de referência calculadas, multiplicou a reação em A, pela seção de referência respectiva, obtendo o momento de cálculo, utilizado para o cálculo da área de aço na direção A. O mesmo foi feito na direção B.

Por último foi calculado a área de aço em A e B, usando a (Equação 35). Desta vez, as áreas de aço não foram iguais, visto que os momentos em ambas as direções eram dependentes das dimensões das sapatas.

O processo de cálculo de compressão nas bielas, é igual, tanto para o método CEB-70 como o Biela-Tirante. Todas as sapatas passaram, nesse requisito. Todos os cálculos descritos nesta seção, podem ser observados no Anexo A.

5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS

Após todo o processo de dimensionamento, se obteve as variáveis de interesse, para os três métodos, sendo elas: maior dimensão da base da sapata (A), menor dimensão da base da sapata (B), altura da saia da sapata (h_0), altura da sapata (h), área de aço na direção de A ($A_{S,A}$) e área de aço na direção de B ($A_{S,B}$). Todos os dados podem ser observados através dos Quadro 5, Quadro 6 e Quadro 7.

Quadro 5 - Resumo do dimensionamento pelo método Biela-Tirante

TABELA RESUMO - BIELA-TIRANTE								
SAPATA	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h0 (cm)	As,A (cm ²)	As,efA (cm ²)	As,B (cm ²)	As,efB (cm ²)
S1	160	135	40	15	2,7	3,02	2,7	3,02
S2	195	170	50	20	4,3	4,52	4,3	4,52
S3	195	170	50	20	4,3	4,52	4,3	4,52
S4	160	135	40	15	2,7	3,02	2,7	3,02
S5	200	175	55	20	4,2	4,52	4,2	4,52
S6	280	255	80	30	9,1	9,42	9,1	9,42
S7	280	255	80	30	9,3	9,42	9,3	9,42
S8	200	175	55	20	4,3	4,52	4,3	4,52
S9	235	210	65	25	6,3	6,53	6,3	6,53
S10	290	265	85	30	9,5	10,21	9,5	10,21
S11	280	255	80	30	9,1	9,42	9,1	9,42
S12	230	205	65	25	5,8	6,03	5,8	6,03
S13	230	205	65	25	5,9	6,03	5,9	6,03
S14	280	255	80	30	9,3	9,42	9,3	9,42
S15	285	260	80	30	9,7	10,21	9,7	10,21
S16	230	205	65	25	5,8	6,03	5,8	6,03
S17	200	175	55	20	4,2	4,52	4,2	4,52
S18	280	255	80	30	9,1	9,42	9,1	9,42
S19	280	255	80	30	9,2	9,42	9,2	9,42
S20	200	175	40	15	4,3	4,52	4,3	4,52
S21	160	135	40	15	2,8	3,02	2,8	3,02
S22	195	170	50	20	4,3	4,52	4,3	4,52
S23	195	170	50	20	4,3	4,52	4,3	4,52
S24	160	135	40	15	2,8	3,02	2,8	3,02

Fonte: Autoria própria (2021)

Quadro 6 - Resumo do dimensionamento pelo método Biela-Tirante

TABELA RESUMO - CÁLCULO CEB-70 (MANUAL)								
SAPATA	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h0 (cm)	As,A (cm ²)	As,efA (cm ²)	As,B (cm ²)	As,efB (cm ²)
S1	160	135	40	15	3,15	3,52	3,31	3,52
S2	195	170	50	20	5	5,03	5,22	5,53
S3	195	170	50	20	4,98	5,03	5,2	5,53
S4	160	135	40	15	3,2	3,52	3,36	3,52
S5	200	175	55	20	4,87	5,03	5,1	5,53
S6	280	255	80	30	10,56	11,00	10,9	11,00
S7	280	255	80	30	10,72	11,00	11,07	11,78
S8	200	175	55	20	4,91	5,03	5,12	5,53
S9	235	210	65	25	7,33	7,54	7,61	7,54
S10	290	265	85	30	11,01	11,78	11,37	11,78
S11	280	255	80	30	10,6	11,00	10,93	11,00
S12	230	205	65	25	6,68	7,04	6,94	7,04
S13	230	205	65	25	6,75	7,04	7,02	7,04
S14	280	255	80	30	10,75	11,00	11,1	11,78
S15	285	260	80	30	11,24	11,78	11,61	11,78
S16	230	205	65	25	6,65	7,04	6,7	7,04
S17	200	175	55	20	4,85	5,03	5,06	5,53
S18	280	255	80	30	10,51	11,00	10,86	11,00
S19	280	255	80	30	10,66	11,00	11,01	11,78
S20	200	175	55	20	4,89	5,03	5,1	5,53
S21	160	135	40	15	3,21	3,52	3,8	4,02
S22	195	170	50	20	5	5,03	5,22	5,53
S23	195	170	50	20	5	5,03	5,22	5,53
S24	160	135	40	15	3,19	3,52	3,36	3,52

Fonte: Autoria própria (2021)

Quadro 7 - Resumo do dimensionamento pelo Eberick

TABELA RESUMO - CÁLCULO EBERICK						
SAPATA	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h0 (cm)	As,A (cm ²)	As,B (cm ²)
S1	160	135	40	15	5,53	7,04
S2	195	170	50	20	8,55	10,21
S3	195	170	50	20	8,55	10,21
S4	160	135	40	15	5,53	7,04
S5	200	175	55	20	9,42	11
S6	280	255	80	30	18,41	20,86
S7	280	255	80	30	18,41	20,86
S8	200	175	55	20	9,42	11
S9	235	210	65	25	12,57	14,92
S10	290	265	85	30	19,63	23,32
S11	280	260	80	30	18,41	20,86
S12	230	205	65	25	12,57	14,92
S13	230	205	65	25	12,57	14,92
S14	285	260	80	30	18,41	22,09
S15	285	260	80	30	18,41	22,09
S16	230	205	65	25	12,57	14,92
S17	200	175	55	20	9,42	11
S18	280	255	80	30	18,41	20,86
S19	280	255	80	30	18,41	20,85
S20	200	175	55	20	9,42	11
S21	165	140	40	15	5,53	7,54
S22	195	170	50	20	8,55	10,21
S23	195	170	50	20	8,55	10,21
S24	160	135	40	15	5,53	7,04

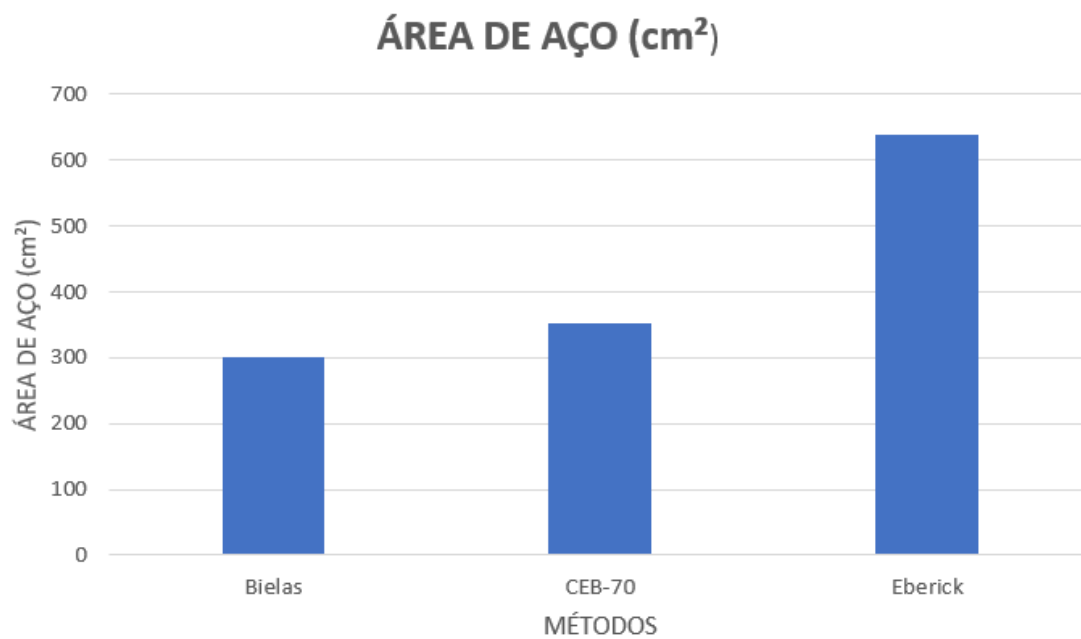
Fonte: Autoria própria (2021)

A soma total das áreas de aços, pode ser observada no Quadro 8, que resumidamente mostra como o método das Bielas é o mais econômico, já o CEB-70 possui uma considerável margem adicional (17,4%), produzindo assim resultados mais conservadores. Já o Eberick se demonstra muito acima dos dois métodos descritos anteriormente, tendo um acréscimo de 81% quando comparado ao CEB-70.

Quadro 8 - Resumo da área total de aço calculada por cada método

Área de aço total (cm ²)	
Biela-Tirante	299,71
CEB-70	351,83
Eberick	637,75

Fonte: A autoria própria (2021)

Figura 35 - Gráfico das áreas de aço

Fonte: A autoria própria (2021)

6 CONCLUSÃO

Pelo trabalho desenvolvido e os resultados obtidos, chegou-se à conclusão que o software Eberick dimensiona todas as sapatas a favor da segurança, visto que todas as dimensões da base da sapata são praticamente idênticas. Mesmo havendo 3 valores distintos quando comparados ao cálculo manual, isto se deve ao fato de o arredondamento ter sido executado em múltiplos de 5 centímetros. O autor, optou por arredondar as dimensões sempre para o próximo múltiplo de 5 do valor encontrado, o que não impede o programa de arredondar para o múltiplo de 5 inferior, já que quando se trata de solo, utiliza-se a tensão de ruptura dividida por um fator de segurança igual à 3, permitindo assim, arredondamentos menos conservadores, sem prejudicar a estabilidade da estrutura.

Ao comparar a área de aço fornecida pelo método das bielas, CEB-70 e o cálculo do Eberick, foi verificado que o método das bielas é o que fornece valores mais econômicos quando comparado com o CEB-70 e o realizado pelo Eberick. Notou-se, também, que o Eberick fornece áreas de aço superiores ao proposto pelo CEB-70, sendo o mais seguro, porém, antieconômico. Tal fato se deve ao programa utilizar valores mínimos quanto à disposição de armadura e momentos mínimos, sendo assim, o valor da estrutura é aumentado, quando o dimensionamento não é feito por métodos manuais.

Também foi feita a verificação quanto ao espaço mínimo de ancoragem, tanto das barras dos pilares quanto as barras das sapatas, percebendo que o programa atende adequadamente estes critérios, já que houve espaço suficiente de ancoragem para ambas as barras.

Por fim, verificou-se que o programa não readéqua as tensões admissíveis conforme a variação nas dimensões das sapatas. Como se insere apenas a tensão admissível do solo e não o laudo completo de sondagem para o programa analisar, caso ocorra de aumentar o bulbo de tensões e houver N_{SPT} menores em profundidades mais elevadas, ocorrerá a redução da tensão admissível e comprometimento da estrutura. Visto isso, recomenda-se a total atenção quanto a verificação das possíveis alterações da tensão admissível do solo. Sendo necessário o processo iterativo do processo de cálculo das sapatas.

6.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Visto que a adoção de um momento mínimo pelo programa majorou bastante a área de aço para uma edificação de médio porte, sugere-se aplicar os mesmos procedimentos para uma edificação de grande porte, na qual os momentos de cálculo ultrapassem os valores mínimos. Por fim, verificar a análise de um edifício de médio porte, considerando a ligação pilar/sapata como sendo engastada, utilizando o método do Comitê Europeu de Concreto, verificando se a adoção de tal vínculo reduziria a taxa de armadura que o programa sugere.

7 REFERÊNCIAS

ABNT. NBR 8036: **Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 3. 1983.

ABNT. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 1995.

ABNT. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010.

ABNT. **NBR 6484: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio**. Rio de Janeiro, p. 17. 2001.

ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.

ABNT. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, p. 108. 2019.

BASTOS, P. S. D. S. **Sapatas de Fundação**. Notas de aula - Concreto III - Universidade Estadual Paulista. Bauru, p. 120. 2019.

BASTOS, P. S. D. S. **Ancoragem e emendas de armadura**. Notas de aula - Concreto II - Universidade Estadual Paulista. Bauru, p. 44. 2018.

BELL, Brian Joseph. **Fundações em concreto armado**, Rio de Janeiro: Editora Guanabara dois S.A., 1985.

BERBERIAN, . **Engenharia de Fundações**. 2º. ed. Brasília: INFRASOLOS, 2015.

BRITO, J. L. **Fundações do Edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.

CAMPOS, J. C. D. **Elementos de fundações em concreto**. 1º. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2018.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. V.1. 6ª ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1988.

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. (2011); **Fundações diretas: Projeto geotécnico**; Oficina de Textos; São Paulo; 109-110 p, 63-64 p.

HACHIC, W. E. A. **Fundações, teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996.

LEBELLE, P. **Semelles de béton armé**, 1936.

MELLO, Victor F.B . **Mecânica dos solos**. São Paulo, 1975.

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

RODRIGUES, Felipe G. **Fundações-conepção, dimensionamento e detalhamento** São Paulo: Canal da Engenharia, 2017.

SILVA, E. L. D. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços**. Tese de Doutorado - Universidade de São Paulo. São Paulo. 1998.

S/A Alto QI. Edifício em Eberick, 2001. Disponível em: <<https://altoqi.com.br/>>. Acesso em: 08 Outubro 2020.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais**. [S.l.]: Oficina de Textos, v. I, 2004.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook**. ed. New York: McGraw-Hill, 1975.

VIANA, D. Guia da Engenharia. **Ensaio SPT**, 2020. Disponível em: <<https://www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt/>>. Acesso em: 08 Outubro 2020.

APÊNDICE A - Levantamento de carga pelo Eberick

	Nome	Carga (kN)	Carga Min. (kN)
1	S1	228.88	109.01
2	S2	350.78	251.08
3	S3	349.30	247.93
4	S4	231.93	111.70
5	S5	366.52	288.57
6	S6	763.52	629.29
7	S7	775.23	640.84
8	S8	369.15	291.06
9	S9	531.54	384.73
10	S10	812.92	638.37
11	S11	764.84	587.93
12	S12	498.28	358.12
13	S13	504.11	362.86
14	S14	777.39	612.91
15	S15	795.01	606.90
16	S16	496.18	347.07
17	S17	364.54	284.68
18	S18	760.10	626.60
19	S19	770.79	637.65
20	S20	367.63	289.86
21	S21	233.58	113.22
22	S22	350.67	250.79
23	S23	350.51	250.15
24	S24	231.95	112.55

APÊNDICE B – Disposição da armadura das sapatas (Eberick)

Nome	Dimensões (m)		Armaduras inferiores	
	B H	H0 H1	Dir. B	Dir. H
S1	135.00	0.15	14 ø 8.0 c/11 (7.04 cm ²)	11 ø 8.0 c/12 (5.53 cm ²)
	160.00	0.40		
S2	170.00	0.20	13 ø 10.0 c/15 (10.21 cm ²)	17 ø 8.0 c/10 (8.55 cm ²)
	195.00	0.50		
S3	170.00	0.20	13 ø 10.0 c/15 (10.21 cm ²)	17 ø 8.0 c/10 (8.55 cm ²)
	195.00	0.50		
S4	135.00	0.15	14 ø 8.0 c/11 (7.04 cm ²)	11 ø 8.0 c/12 (5.53 cm ²)
	160.00	0.40		
S5	175.00	0.20	14 ø 10.0 c/14 (11.00 cm ²)	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)
	200.00	0.55		
S6	255.00	0.30	17 ø 12.5 c/16 (20.86 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	280.00	0.80		
S7	255.00	0.30	17 ø 12.5 c/16 (20.86 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	280.00	0.80		
S8	175.00	0.20	14 ø 10.0 c/14 (11.00 cm ²)	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)
	200.00	0.55		
S9	210.00	0.25	19 ø 10.0 c/12 (14.92 cm ²)	16 ø 10.0 c/13 (12.57 cm ²)
	235.00	0.65		
S10	265.00	0.30	19 ø 12.5 c/15 (23.32 cm ²)	16 ø 12.5 c/16 (19.63 cm ²)
	290.00	0.85		
S11	260.00	0.30	17 ø 12.5 c/16 (20.86 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	280.00	0.80		
S12	205.00	0.25	19 ø 10.0 c/12 (14.92 cm ²)	16 ø 10.0 c/13 (12.57 cm ²)
	230.00	0.65		
S13	205.00	0.25	19 ø 10.0 c/12 (14.92 cm ²)	16 ø 10.0 c/13 (12.57 cm ²)
	230.00	0.65		
S14	260.00	0.30	18 ø 12.5 c/16 (22.09 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	285.00	0.80		
S15	260.00	0.30	18 ø 12.5 c/16 (22.09 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	285.00	0.80		
S16	205.00	0.25	19 ø 10.0 c/12 (14.92 cm ²)	16 ø 10.0 c/13 (12.57 cm ²)
	230.00	0.65		
S17	175.00	0.20	14 ø 10.0 c/14 (11.00 cm ²)	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)
	200.00	0.55		
S18	255.00	0.30	17 ø 12.5 c/16 (20.86 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	280.00	0.80		
S19	255.00	0.30	17 ø 12.5 c/16 (20.86 cm ²)	15 ø 12.5 c/17 (18.41 cm ²)
	280.00	0.80		
S20	175.00	0.20	14 ø 10.0 c/14 (11.00 cm ²)	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)
	200.00	0.55		
S21	140.00	0.15	15 ø 8.0 c/11 (7.54 cm ²)	11 ø 8.0 c/12 (5.53 cm ²)
	165.00	0.40		
S22	170.00	0.20	13 ø 10.0 c/15 (10.21 cm ²)	17 ø 8.0 c/10 (8.55 cm ²)
	195.00	0.50		
S23	170.00	0.20	13 ø 10.0 c/15 (10.21 cm ²)	17 ø 8.0 c/10 (8.55 cm ²)
	195.00	0.50		
S24	135.00	0.15	14 ø 8.0 c/11 (7.04 cm ²)	11 ø 8.0 c/12 (5.53 cm ²)
	160.00	0.40		

APÊNDICE C – Laudo de sondagem SPT

SP - 02		RELATÓRIO: 010 - 2016				INÍCIO: 13/01/2016 TÉRMINO: 13/01/2016		NORMA: NBR-ABNT 6484 ESCALA: 1:100		DIÂMETRO NORMAL DE REVESTIMENTO 2 1/2" DIÂMETRO DO AMOSTRADOR De 2" E Di 1 1/2"		FOLHA: 1 / 1	
COTA RN (m)	NA (m)	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT N	TORQUE (kgf.m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK		PERFIL GEOLOGICO	AMOSTRA/COTA (m)	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	
		0	N/15	N/15			N/15	± 2" QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg ± 1 1/2"					GRÁFICO - SPT
2,66		-	1 / 15	1 / 15	1 / 18	2/33	-			1			
		-	2 / 15	2 / 15	2 / 15	6	-			2		ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS GROSSOS DE QUARTZO - COR VARIEGADA	
		-	3 / 15	6 / 15	7 / 15	13	-			2,56			
		-	10 / 15	12 / 15	13 / 15	25	-			3		ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS GROSSOS DE QUARTZO; RUA A DURA; COR VARIEGADA	
		-	14 / 15	14 / 15	16 / 15	30	-			4			
-2,34		-	18 / 15	19 / 15	21 / 15	40	-			4,15		ARGILA ARENOSA; DURA; COR VARIEGADA	
		-	22 / 15	24 / 15	-	29/15	-			6		ARGILA ARENOSA COM ALTERAÇÃO DE ROCHA; DURA; COR VARIEGADA	
		-								6,06			
		-								7			

SP - 02 B		RELATÓRIO: 010 - 2016				INÍCIO: 13/01/2016 TÉRMINO: 13/01/2016		NORMA: NBR-ABNT 6484 ESCALA: 1:100		DIÂMETRO NORMAL DE REVESTIMENTO 2 1/2" DIÂMETRO DO AMOSTRADOR De 2" E Di 1 1/2"		FOLHA: 1 / 1	
COTA RN (m)	NA (m)	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT N	TORQUE (kgf.m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK		PERFIL GEOLOGICO	AMOSTRA/COTA (m)	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	
		0	N/15	N/15			N/15	± 2" QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg ± 1 1/2"					GRÁFICO - SPT
2,66		-	1 / 18	1 / 15	2 / 15	3	-			1			
		-	2 / 15	3 / 16	3 / 16	6/32	-			2		ATERRO - ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS GROSSOS DE QUARTZO - COR VARIEGADA	
		-	4 / 15	5 / 15	6 / 15	11	-			2,56			
		-	8 / 15	9 / 15	11 / 15	20	-			3		ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS GROSSOS DE QUARTZO; RUA A DURA; COR VARIEGADA	
		-	13 / 15	14 / 15	16 / 15	30	-			4			
-2,34		-	16 / 15	16 / 15	18 / 15	34	-			4,10		ARGILA ARENOSA; DURA; COR VARIEGADA	
		-	19 / 15	21 / 15	24 / 15	45	-			5			
		-								6			
		-								6			

SP - 02 A		RELATÓRIO: 010 - 2016				INÍCIO: 13/01/2016 TÉRMINO: 13/01/2016		NORMA: NBR-ABNT 6484 ESCALA: 1:100		DIÂMETRO NORMAL DE REVESTIMENTO 2 1/2" DIÂMETRO DO AMOSTRADOR De 2" E Di 1 1/2"		FOLHA: 1 / 1	
COTA RN (m)	NA (m)	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT N	TORQUE (kgf.m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK		PERFIL GEOLOGICO	AMOSTRA/COTA (m)	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	
		0	N/15	N/15			N/15	± 2" QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg ± 1 1/2"					GRÁFICO - SPT
2,66		-	1 / 16	1 / 16	1 / 18	2/34	-			1			
		-	2 / 15	3 / 15	3 / 15	6	-			2		ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS GROSSOS DE QUARTZO - COR VARIEGADA	
		-	4 / 15	5 / 15	7 / 15	12	-			2,56			
		-	9 / 15	11 / 15	11 / 15	22	-			3		ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS GROSSOS DE QUARTZO; RUA A DURA; COR VARIEGADA	
		-	12 / 15	14 / 15	15 / 16	29/31	-			4			
-2,34		-	17 / 15	18 / 15	21 / 15	39	-			4,10		ARGILA ARENOSA; DURA; COR VARIEGADA	
		-	5 / 0	-	-	-	-			6		ARGILA ARENOSA COM ALTERAÇÃO DE ROCHA; DURA; COR VARIEGADA	
		-								6,05			
		-								7			
		-								7,05			

TABELA RESUMO - CALCULO BIELA-TIRANTE (MANUAL)

SAPATA	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24
Fk (kN)	228,8	350,8	349,3	231,9	366,5	763,5	775,2	369,2	531,5	812,9	764,8	498,3	504,1	777,3	795	496,2	364,5	760,1	770	369,2	233,6	350,7	350,5	232
oADM,SOLO (kN/cm ²)	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
ap (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
bp (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Fck MPa	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Fcd (kN/cm ²)	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786	1,786
Fyd (kN/cm ²)	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48
Kmaji	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
φPILAR (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ASAPATA (cm ²)	20973	32155	32019	21260	33598	69989	71063	33839	48725	74518	70110	45676	46210	71252	72876	45483	33416	69676	70584	33839	21412	32145	32130	21262
B (cm)	135	170	170	135	175	255	255	175	210	265	255	205	205	255	260	205	175	255	255	175	135	170	170	135
A (cm)	160	195	195	160	200	280	280	200	235	290	280	230	230	280	285	230	200	280	280	200	160	195	195	160
h0 (cm)	15	20	20	15	20	30	30	20	25	30	30	25	21,67	30	30	25	20	30	30	20	15	20	20	15
hcalc (cm)	38,33	50	50	38,33	51,67	78,33	78,33	51,67	63,33	81,67	78,33	61,67	61,67	78,33	80	61,67	51,67	78,33	78,33	51,67	38,33	50	50	38,33
hadot (cm)	40	50	50	40	55	80	80	55	65	85	80	65	65	80	80	65	55	80	80	55	40	50	50	40
l _{b,nec} (cm)	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
Tx (kN)	116,94	186,49	185,70	118,54	182,84	395,59	401,65	184,15	274,54	413,08	396,27	250,59	253,52	402,72	420,67	249,54	181,85	393,82	398,95	184,15	119,39	186,43	186,35	118,55
Ty (kN)	116,94	186,49	185,70	118,54	182,84	395,59	401,65	184,15	274,54	413,08	396,27	250,59	253,52	402,72	420,67	249,54	181,85	393,82	398,95	184,15	119,39	186,43	186,35	118,55
As,x	2,69	4,289	4,271	2,726	4,205	9,099	9,238	4,235	6,314	9,501	9,114	5,764	5,831	9,263	9,675	5,739	4,183	9,058	9,176	4,235	2,746	4,288	4,286	2,727
As,y	2,69	4,289	4,271	2,726	4,205	9,099	9,238	4,235	6,314	9,501	9,114	5,764	5,831	9,263	9,675	5,739	4,183	9,058	9,176	4,235	2,746	4,288	4,286	2,727

ANEXO B – Planta de locação das sapatas

