

**REDE DOCTUM DE ENSINO
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CARATINGA
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE FUNDAÇÕES
DO TIPO SAPATA E BLOCO COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS
ESTUDO DE CASO EM CARATINGA - MG**

**DANIEL LUCAS DE SOUSA
OTÁVIO RAFAEL DE SOUZA**

Trabalho de Conclusão de Curso

Caratinga/MG

2016

**DANIEL LUCAS DE SOUSA
OTÁVIO RAFAEL DE SOUZA**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE FUNDAÇÕES
DO TIPO SAPATA E BLOCO COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS
ESTUDO DE CASO EM CARATINGA - MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Banca Examinadora do Curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Tecnológico de Caratinga da DOCTUM Caratinga como requisito parcial para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: José Salvador Alves.

Caratinga/MG

2016

TERMO DE APROVAÇÃO

TÍTULO DO TRABALHO

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATAS E BLOCOS COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS - ESTUDO DE CASO EM CARATINGA

Nome completo do aluno: DANIEL LUCAS DE SOUSA
OTÁVIO RAFAEL DE SOUZA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado perante a Banca de Avaliação composta pelos professores José Salvador Alves, Sidinei Silva Araújo e Camila Alves Da Silva, às 19:30 horas do dia 12 de dezembro de 2016, como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil. Após a avaliação de cada professor e discussão, a Banca Avaliadora considerou o trabalho: Aprovado (aprovado ou não aprovado), com a qualificação: _____ (Excelente, Ótima, Bom, Satisfatório ou Insatisfatório).

Trabalho indicado para publicação: () SIM () NÃO

Caratinga, 12 de dezembro de 2016

José Salvador Alves
Professor Orientador e Presidente da Banca

Sidinei Silva Araújo
Professor Avaliador 1

Camila Alves da Silva
Professor Avaliador 2

Daniel Lucas de Sousa
Aluno(a)

[Assinatura]
Coordenador(a) do Curso

Dedicamos este trabalho primeiramente, a Deus pela força e coragem durante esta longa caminhada e nossos familiares pela dedicação e o esforço.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Deus por nos conceder saúde para vencermos os obstáculos e ter nos proteger nessa caminhada.

Agradecemos em especial nossos pais, que são nossos maiores exemplos de fé e honestidade, sendo eles nossos maiores incentivadores, sempre acreditando em nós e nos acompanhando em cada vitória alcançada, por nos dar todo seu amor e dedicação, auxiliando na formação de nossos valores morais.

Agradeço ao professor José Salvador Alves, pelo apoio e experiência na área, transmitida na orientação deste trabalho.

Aos amigos, colegas, familiares e demais que de alguma forma contribuíram na busca de nossa conquista.

SOUSA, Daniel; SOUZA, Otávio. **Estudo comparativo entre fundações do tipo sapata e bloco com estacas pré-moldadas estudo de caso em Caratinga - MG**. Caratinga, 2016. Trabalho de Conclusão de Curso Superior de Engenharia Civil - Curso de Engenharia Civil. Faculdades Integradas de Caratinga, Rede DOCTUM, Caratinga, 2016.

RESUMO

Nos projetos de fundações, o uso de softwares computacionais que simulam várias condições e situações de projeto, é possível realizar várias tentativas de dimensionamento em um prazo de tempo razoável e posteriormente avaliar a solução mais eficiente. É necessário se atentar a diversos fatores do terreno do projeto. O presente estudo de caso de uma edificação residencial, em construção, localizado na esquina da Rua Princesa Isabel com a Rua Professor Olinto, centro, Caratinga, Minas Gerais. Onde foi obtidas as cargas reais e em função da sondagem do solo, sendo proposto um comparativo técnico utilizando sapatas e outro utilizando blocos com estacas. Foi realizada uma leitura dos resultados obtidos do software computacional analisando todas as variáveis que cada solução de fundação propôs, podendo-se concluir que a fundação superficial do tipo sapata com vigas de equilíbrio se adéqua melhor ao terreno. Apesar de ser sujeita a maiores erros de execução e maior tempo de escavação, a diferença de custo para o bloco com estacas pré-moldadas é considerável.

Palavras-chave: Dimensionamento de fundações; Estacas pré-moldadas; Comparativo técnico; Sapatas de fundação.

SOUSA, Daniel; SOUZA, Otávio. **Comparative study between shoe-like and block-type foundations with preformed stakes in the case study in Caratinga - MG.** Caratinga, 2016. Completion of Higher Civil Engineering Course - Civil Engineering Course. Faculdades Integradas de Caratinga, Rede DOCTUM, Caratinga, 2016.

ABSTRACT

In foundation projects, the use of computational software that simulates various conditions and design situations, it is possible to make several design attempts in a reasonable amount of time and then evaluate the most efficient solution. It is necessary to take into account several factors of the project terrain. The present case study of a residential building, under construction, located on the corner of Princesa Isabel Street and Professor Olinto Street, downtown, Caratinga, Minas Gerais. Where the actual loads were obtained and in function of the soil survey, a technical comparison was proposed using spread footing and another using blocks with cuttings. A reading of the results obtained from the computational software was performed, analyzing all the variables that each foundation solution proposed, and it can be concluded that the surface foundation of the spread footing type with equilibrium beams is better suited to the terrain. Although it is subject to greater execution errors and longer excavation time, the cost difference for the block with precast stakes is considerable.

Key-words: Scaffolding of foundations; Pre-molded cutting, technical comparative, reinforced concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	– Realização de ensaio à percussão.	19
Figura 2	– (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamentos e (e) colapso estrutural, resultante de projetos problemáticos. . .	22
Figura 3	– Sapata isolada (vistas) e lastro de concreto.	24
Figura 4	– Fundações próximas em cotas diferentes.	24
Figura 5	– Tipos de ruptura, sendo Q (carga de ruptura) e w (comportamento do recalque). . .	25
Figura 6	– Representação do bulbo de pressões e relação com SPT médio.	27
Figura 7	– Representação de sapata Isolada.	30
Figura 8	– Sapatas isoladas (planta, perfil).	31
Figura 9	– Sapata corrida planta e corte.	31
Figura 10	– Distribuição de pressão no solo.	32
Figura 11	– Sapata associada, vista lateral e corte.	33
Figura 12	– Exemplo de sobreposição de sapatas com pilares não alinhados, elaborado em software de projeto estrutural Cypecad.	33
Figura 13	– Sapatas isoladas de divisa. “e” corresponde a excentricidade e causa “M” momento fletor.	34
Figura 14	– Sapata com viga de equilíbrio.	34
Figura 15	– Distribuição vertical de cargas.	35
Figura 16	– Realidade do comportamento das pressões de contato (a) areia e (b) argila. . .	35
Figura 17	– Sapata sob carga excêntrica.	36
Figura 18	– Núcleo central da sapata retangular.	36
Figura 19	– Variação do momento fletor atuante.	37
Figura 20	– Lados da sapata.	37
Figura 21	– Faces dos pilares correspondentes em face de sapata retangular.	38
Figura 22	– Representação do centro de gravidade da sapata.	40
Figura 23	– Representação da condição de $x \geq 2/3A$	40
Figura 24	– Esquema da sapata de divisa.	41
Figura 25	– Dificuldade de execução.	42
Figura 26	– Sapata associada.	43
Figura 27	– Centro de gravidade para pilares com cargas distintas.	43
Figura 28	– Seção de momento fletor máximo.	44
Figura 29	– Comprimento de ancoragem das barras do pilar.	45
Figura 30	– Representação da biela de compressão.	46
Figura 31	– Guia de dimensionamento do método das bielas.	47
Figura 32	– Representação do Contorno C - Superfícies críticas.	48
Figura 33	– Tipos de estacas.	50

Figura 34 – Cravação de estacas com o uso do martelo de gravidade.	51
Figura 35 – Exemplo de bloco de coroamento.	57
Figura 36 – Altura dos blocos sobre estacas.	58
Figura 37 – Espaçamento das estacas nos blocos.	59
Figura 38 – Locação das sapatas e das vigas de equilíbrio no Cypecad.	68
Figura 39 – Sapata do projeto: P26.	69
Figura 40 – Detalhes do processo de montagem dos estribos.	71
Figura 41 – Valor do lastro de concreto.	76
Figura 42 – Instalações Cypecad.	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Estados de compactidade e de resistência.	20
Tabela 2	– Correlação entre o SPT e características do solo - Argilas.	28
Tabela 3	– Correlação entre o SPT e características do solo - Areias.	29
Tabela 4	– Fatores de transformação $F1$ e $F2$	55
Tabela 5	– Coeficiente K e α (Método Aoki –Velloso 1975).	55
Tabela 6	– Capacidade de cargas de estacas pré-moldadas.	56
Tabela 7	– Resumo de esforços axiais usados para dimensionamento.	61
Tabela 8	– Bulbo de pressões nas sapatas.	62
Tabela 9	– Dimensões das sapatas.	63
Tabela 10	– Vigas de equilíbrio e suas respectivas dimensões.	64
Tabela 11	– Sapatas Associadas.	65
Tabela 12	– Comprimento após a dobra.	65
Tabela 13	– Comprimentos de Ancoragem.	66
Tabela 14	– Resumo dos elementos de fundação.	67
Tabela 15	– Esforços totais nas sapatas.	69
Tabela 16	– Disposição de armaduras sobre as sapatas.	70
Tabela 17	– Disposição das armaduras das vigas de equilíbrio.	71
Tabela 18	– Volume total de escavação das sapatas.	72
Tabela 19	– Volume total de escavação das vigas de equilíbrio.	73
Tabela 20	– Tempo de escavação sapatas e vigas de equilíbrio.	74
Tabela 21	– Quantitativo de forma das sapatas.	74
Tabela 22	– Quantitativo de fôrma vigas de equilíbrio.	75
Tabela 23	– Volume de concreto das sapatas.	77
Tabela 24	– Volume de concreto das vigas de equilíbrio.	77
Tabela 25	– Volume de concreto magro em sapatas.	78
Tabela 26	– Volume de concreto magro em vigas de equilíbrio.	78
Tabela 27	– Quantitativo de aço.	81
Tabela 28	– Detalhamento dos custos por etapa de execução.	81
Tabela 29	– Carga admissível das estacas de acordo com o diâmetro.	82
Tabela 30	– Determinação dos diâmetros das estacas.	82
Tabela 31	– Dimensões dos blocos.	83
Tabela 32	– Disposição das armaduras dos blocos P7, P9, P12, 23 e P28.	84
Tabela 33	– Disposição das armaduras - vigas de equilíbrio.	85
Tabela 34	– Volume total dos blocos escavados.	86
Tabela 35	– Volume de escavação das vigas de equilíbrio.	87
Tabela 36	– Quantitativo de fôrma dos blocos.	88

Tabela 37	– Quantitativo de fôrma das vigas de equilíbrio.	88
Tabela 38	– volume de concreto dos blocos.	89
Tabela 39	– Volume de concreto das vigas de equilíbrio.	90
Tabela 40	– Volume de concreto magro dos blocos.	90
Tabela 41	– Volume de concreto magro das vigas de equilíbrio.	91
Tabela 42	– Tempo de escavação dos blocos.	91
Tabela 43	– Relação do serviço de estaqueamento.	92
Tabela 44	– Quantitativo total de aço	93
Tabela 45	– Detalhamento dos custos por etapa de execução.	94

SUMÁRIO

1 Introdução	14
1.1 Justificativa	14
1.1.1 Sistematização	15
1.2 Objetivos	15
1.2.1 Objetivos gerais	15
1.2.2 Objetivos específicos	15
1.3 Metodologia	16
2 Revisão Bibliográfica	17
2.1 Características dos solos	17
2.1.1 Areia e Pedregulho	17
2.1.2 Siltes	17
2.1.3 Argila	17
2.2 Métodos de Investigação do Solo	18
2.2.1 Sondagens à Percussão SPT	18
2.3 Interações Solo-Estrutura	21
2.4 Definições de fundações	21
2.5 Segurança nas fundações	21
2.5.1 Estados-Limite último (ELU)	22
2.5.2 Estados-Limites de serviço (ELS)	22
2.6 Fundações superficiais	23
2.6.1 Aspectos Construtivos	24
2.6.2 Mecanismos de ruptura do solo de acordo com sua característica	25
2.6.3 Capacidade de carga	26
2.6.4 Tensão admissível em fundações por sapatas	27
2.6.5 Correlação entre SPT e outras características dos solos	28
2.6.6 Caracterização geral das sapatas	29
2.6.6.1 Quanto à rigidez	29
2.6.6.2 Quanto ao posicionamento	31
2.6.6.3 Quanto às Solicitações	35
2.7 Critérios de dimensionamento de sapatas	37
2.7.1 Determinação das dimensões em planta	37
2.7.1.1 Sapatas isoladas	37
2.7.1.2 Sapata de divisa	39
2.7.1.3 Vigas de equilíbrio	41
2.7.1.4 Sapata associada	42

2.8	Altura das sapatas rígidas	45
2.9	Dimensionamento das armaduras longitudinais - Método das bielas e tirantes	46
2.9.1	Dimensionamento ao cisalhamento de sapatas rígidas	48
2.10	Fundações profundas	50
2.10.1	Estacas pré-moldadas ou pré-fabricadas em concreto armado	51
2.10.2	Capacidade de carga	52
2.10.3	Carga admissível	53
2.11	Dimensionamento das estacas pelo Método Aoki-Velloso (1975)	54
2.11.1	Determinação da capacidade de carga	54
2.11.2	Determinação da carga admissível	56
2.12	Blocos de coroamento	57
3	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL EM CARATINGA - MINAS GERAIS: ESTUDO DE CASO	60
3.1	Dimensionamento de fundação superficial	61
3.1.1	Determinação da tensão admissível	61
3.1.2	Sapatas de divisa	64
3.1.2.1	Vigas de equilíbrio	64
3.1.3	Sapatas associadas	65
3.1.4	Determinação da altura das sapatas	65
3.1.5	Dimensionamento das armaduras para os esforços de tração das sapatas	68
3.1.6	Dimensionamento das armaduras das vigas de equilíbrio	70
3.2	Quantitativos de materiais e serviços	72
3.2.1	Volume de escavação	72
3.2.1.1	Tempo de escavação	73
3.2.2	Quantitativo de fôrmas	74
3.2.3	Volume de concreto	76
3.2.4	Volume de reaterro	79
3.2.5	Volume bota-fora	79
3.2.6	Quantitativo de aço	80
3.2.7	Orçamento detalhado da fundação superficial	81
3.3	Dimensionamento da fundação profunda	82
3.3.1	Capacidade de carga das estacas	82
3.3.2	Blocos sobre estacas	83
3.3.3	Dimensionamento das armaduras	84
3.3.3.1	Armadura dos blocos de coroamento	84
3.3.3.2	Armadura das vigas de equilíbrio	85
3.3.4	Quantitativos de materiais e serviços	85
3.3.4.1	Volume de escavação	86
3.3.4.2	Quantitativo de fôrmas	88

3.3.4.3	Volume de concreto	89
3.3.5	Tempo de escavação	91
3.3.5.1	Serviço de estaqueamento	92
3.3.6	Volume de reaterro	92
3.3.7	Volume do bota-fora	93
3.3.8	Quantitativo de aço	93
3.3.9	Orçamento detalhado da fundação profunda	93
4	Análise dos resultados	95
4.1	Sapatas X Blocos com estacas pré-moldadas	95
5	CONCLUSÃO	96
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
7	ANEXOS	100
7.1	ANEXO A - PROJETO ARQUITETÔNICO E LOCAÇÕES	100
7.2	ANEXO B - ENSAIO DE SOLO SPT	101
7.3	ANEXO C - DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	102
7.4	ANEXO D - RESUMO DE MEDIÇÃO DO CONSUMO DE AÇO	103
7.5	ANEXO E - TABELAS PARA ORÇAMENTO	104

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo, a escolha do tipo de fundação mais adequado para um determinado projeto tem sido norteadada de fatores técnicos e econômicos, aliado a experiência do projetista de compreender o comportamento do solo e recalques nas estruturas. As dimensões do projeto e cargas solicitadas conforme as condições do solo podem gerar grandes dúvidas (Rebello, 2008).

O projeto e a execução de fundações é uma etapa importante da obra, ela consiste em transmitir as cargas da edificação ao solo. Segundo Milititsky et al. (2005), o custo da fundação estima-se em 3 a 15% do custo total da edificação. O mesmo autor afirma que uma fundação mal dimensionada e executada, geram degradação dos elementos estruturais comprometendo o desempenho a longo prazo.

Bernardi (1998) sugere que, conhecendo as características do solo faz-se uma primeira estimativa das cargas nas fundações, fornecida pelo engenheiro projetista. O mesmo terá a condição de apresentar sugestões técnicas para a solução da fundação e estimar o custo global do tipo de fundação a ser executada.

Portanto, é imprescindível ter conhecimento das características geológicas, geotécnicas e solicitações de cargas do projeto estrutural, para realizar o estudo de viabilidade técnica e econômica voltado para a questão de qual será o melhor tipo de fundação aplicado sem afetar o item principal: a segurança. Um projeto de fundação pode ser supereconômico, mas perigoso, ou ser caro e seguro. O engenheiro atua de forma que o projeto possa ser econômico e seguro.

A escolha do método mais econômico representa sobrevivência no mercado de trabalho, e por isso, é necessário atentar-se a todos os detalhes que envolvem o solo e a estrutura a ser construída para que a decisão quanto à escolha do tipo de fundação empregada alcance a excelência. Sendo assim, o comparativo de fundações torna-se interessante ao prezar pela melhor técnica de dimensionamento, execução e viabilidade econômica.

1.1 JUSTIFICATIVA

O presente estudo visa comparar tecnicamente e economicamente uma fundação do tipo sapatas e fundação do tipo bloco com estacas, em conformidade com a sondagem do solo que permite a execução dos dois métodos. No projeto apresentado, existem vários pilares na divisa do terreno, que tendem a elementos estruturais excêntricos às elevadas solicitações de dimensionamento. O que nos permite mensurar todo envoltório pertinente a cada solução de fundação.

Sendo assim, o estudo se faz importante na área de construção civil por diferenciar custos de fundações e mensura-las antes de executar.

1.1.1 Sistematização

O trabalho está organizado da seguinte forma:

O primeiro capítulo trata-se da introdução, sendo apresentado o tema da pesquisa e a importância para a área de engenharia civil, juntamente com a justificativa e a sistematização do estudo.

No segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica, abordando temas relacionados aos tipos de solos, sondagem e perfis geotécnicos, fundações superficiais e fundações profundas.

O terceiro capítulo apresenta os dados sobre o estudo de caso, sendo realizado passo a passo o dimensionamento das fundações superficiais e profundas, consolidando os dados de volume de concreto, volume de escavação, fôrmas, reaterro e bota-fora, bem como o orçamento detalhado de cada tipo de fundação.

O quarto capítulo é abordado uma análise dos dados obtidos do capítulo anterior, avaliando se economicamente é pertinente para cada solução de fundação.

O quinto capítulo apresenta-se a conclusão do trabalho, assim como a importância de dados de sondagens e comparações de viabilidade de fundações.

Ao final do trabalho são apresentadas as referências e os anexos referenciados no trabalho.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

Realizar um estudo comparativo das fundações do tipo sapata e blocos com estacas cravadas dimensionadas por software estrutural de uma estrutura de concreto armado.

1.2.2 Objetivos específicos

- Levantamento dos ensaios geotécnicos utilizados, fundações, estacas pré-moldadas de concreto e os tipos de sapatas;
- Dimensionar sapatas e blocos com estacas cravadas e determinar qual é o melhor tipo de fundação para um edifício de oito pavimentos;
- Quantificar as etapas de execução e materiais;
- Quantificar os impactos econômicos pertinentes a cada solução de fundação;
- Apontar qual método é mais viável para o estudo de caso proposto.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia consiste na realização de um comparativo entre dois métodos de fundação, embasada na referência bibliografia existente. Com o levantamento dos dados (sondagem SPT, Projeto arquitetônico, locação de pilares e cargas) de edifício de oito pavimentos situado na região de Caratinga-MG;

Conforme os dados obtidos, dimensiona-se as fundações do tipo sapatas e blocos com estacas pré-moldadas de forma separada, com auxílio do software (Cypecad) no módulo de estruturas de concreto armado. O ensaio SPT será importante para determinação das tensões admissíveis do terreno e as cotas de profundidade mínima de acordo com bibliografias dos autores Aoki Velloso e Decourt Quaresma.

Com os dois métodos de fundações analisados de forma detalhada e suas funcionalidades, detectando técnicas capazes de guiar o projetista a escolher a melhor aplicação.

Compara-se as dimensões das sapatas e dos blocos de concreto armado, quantidade de aço e outros fatores pertinentes a cada etapa da construção, além de orçamento detalhado utilizando a TCPO (Tabela de composições de preços para orçamentos), objetivando a confiabilidade dos resultados de pré-viabilidade.

Por fim, comparar os resultados gerais obtidos pelo estudo e demonstrar a importância da pré-viabilidade em projetos de fundação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão visa desencadear conceitos básicos de forma técnica e objetiva que serão utilizados no dimensionamento das fundações diretas e profundas. Todos os critérios, escolhas e métodos aplicados neste trabalho haverá embasamento bibliográfico, com auxílio do software Cypecad especializado em dimensionamento de estruturas em concreto armado. A revisão demonstra a origem dos cálculos.

2.1 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

Os solos compreendem características que influenciam na capacidade de carga, condições de recalques variáveis e as distribuições de cargas.

2.1.1 Areia e Pedregulho

Estes solos reagem inversamente aos solos argilosos pois são permeáveis e sem nenhuma coesão. As areias ao serem escavadas imediatamente se escorregam se descolando até um limite de ângulo de atrito chamado de ângulo natural de repouso (Botelho e Carvalho, 2007).

2.1.2 Siltes

Segundo Botelho e Carvalho (2007), trata-se de um solo intermediário, quase não se encontrará somente solo siltoso, portanto em fundações encontram-se solos siltoso-arenoso ou siltoso-argiloso.

2.1.3 Argila

Conforme Rebello (2008), é um solo que apresenta larga variação de forma conforme a umidade, no estado seco não apresenta partículas perceptíveis ao olho humano. Quando úmido pode ser moldado e estável. As argilas possuem alta plasticidade, pois as partículas tem atração entre si, impedindo a passagem de líquidos. O mesmo autor afirma que este tipo de solo, quando situados abaixo da base da sapata, apresenta recalques por adensamento devido à expulsão da água presente nos seus poros. A característica deste de tipo de recalque é o seu prolongado tempo de atuação, podendo durar vários anos.

2.2 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO DO SOLO

Atualmente, existem vários métodos que permitem identificar e conhecer as características do perfil de um solo, entretanto todos eles requerem um conhecimento amplo para interpretação dos resultados.

Neto (2015) afirma que existem métodos indiretos que determinam os perfis do solo através de processos de resistividade elétrica como: Sísmica de refração e eletrorresistividade. Nos métodos semi diretos há a extração de informações sem a coleta das amostras ou informações da condição natural do solo, somente pode ser extraídas informações por correlações indiretas como: Vane-test, ensaios de penetração de cone e ensaios pressiométricos. O mesmo autor acrescenta que o método direto possibilita extrair um conjunto de informações e obtenção de amostras ao longo do trabalho de perfuração. Este método é o mais conhecido por sua riqueza de resultados, um exemplo mecânico é a sondagem a percussão. Existem outros processos que são menos utilizados como técnicas combinadas que possuem difíceis classificações.

Conforme Rebello (2008), apesar de não ser o mais perfeito processo de sondagem, o denominado Ensaio de Penetração Normal – SPT (Standard Penetration Test) é o de uso mais comum no Brasil. Nosso estudo terá embasamento neste método.

2.2.1 Sondagens à Percussão SPT

Sondagens à percussão (Figura 1) é um método com grau elevado de confiabilidade dos perfis de solos, apresentados através de relatórios padronizados internacionalmente com o propósito de serem interpretados por todos utilizam o método (Rebello, 2008). A norma brasileira que regulariza os procedimentos pertinentes do método é a ABNT NBR 6484/2001.



Figura 1: Realização de ensaio à percussão.

Fonte: Disponível em www.sjaperfuracoes.com.br Acesso em 11/10/2016.

Rebello (2008) explica que a sondagem necessita de um equipamento similar a um "tripé", porém com quatro apoios para aperfeiçoar a queda de uma altura padrão de 75 cm, um peso de 65kgf também padronizado. Este peso possui uma camisa de aço padronizado chamado de amostrador Terzaghi. No amostrador há o acoplamento da haste emendada por um rosqueamento posteriormente aprofundado no solo. Após penetrações o amostrador pode ser aberto por duas meias-canais para visualizar o solo retido. Na ponta do amostrador, há uma sapata cortante ou cabeçote de cravação da haste que auxilia à penetração.

Diversas informações podem ser obtidas com esta sondagem: Resistência do solo, lençol freático e características intrínsecas do solo (Neto, 2015).

Após realizar a sondagem, a consolidação das informações determinadas por cota de nível de um ponto referência de nivelamento, por exemplo: Guia da calçada ou da rua.

Conforme Rebello (2008), após a perfuração de 1.00 m, os procedimentos padronizados podem ser colocados em prática, o peso é lançado sobre o amostrador fazendo a contagem do número de golpes necessários até alcançar o total de 45 cm, avaliando a quantidade de golpes

para cada avanço de 15 cm. Para fundações, o cálculo da tensão admissível do solo é baseada no número de golpes para perfurar os últimos 30 cm (Nspt), acrescenta o autor.

Com o Nspt e a partir de correlações pode-se determinar a consistência, resistência, coesão do solo e compactidade. Quanto às características das amostras, há uma classificação tátil-visual do solo, que determina as características do solo.

Rebello (2008) salienta que, existindo dificuldades pontuais para o avanço da perfuração, em virtude de resistência localizada à penetração elevada, utiliza-se, com base na experiência do profissional executor da sondagem, a circulação de água até ultrapassar este obstáculo. Se o solo for instável, há a possibilidade de usar tubos de revestimento com bitolas apropriadas para garantir a estabilidade das paredes do furo. A presença de água também é outro fator importante, sempre que houver, deve-se aguardar o nível da água estabilizar para medir a profundidade da água e registra-la.

O perfil de sondagem é graduado de metro em metro e explicitando as características do solo quanto a cor, consistência e compactidade, a cota do nível d'água, numero de golpes e suas respectivas datas de realização (Rebello, 2008).

A ABNT NBR 6484/2001, conforme a Tabela 1 apresenta estados de compactidade e de resistência que identifica a quantidade de golpes relativos ao índice de resistência à penetração com as designações cabíveis ao solo apresentado.

Tabela 1: Estados de compactidade e de resistência.

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

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

Fonte: ABNT NBR 6484/2001.

2.3 INTERAÇÕES SOLO-ESTRUTURA

Atualmente, há um enorme interesse em entender fatores comportamentais de uma estrutura, tais como a rigidez da edificação com a interferência da transmissão de cargas ao solo. O modelo de análise das transmissões de cargas dos pilares para a fundação apresenta ser distintos. Porém, segundo Rebello (2008) há uma compatibilidade entre deformações que provocam uma reorganização tanto no comportamento estrutural como na distribuição de cargas nas fundações, seguindo este modelo de continuidade da superestrutura em relação ao solo é muito mais realista que o tradicional.

Rebello (2008) acrescenta que, tal modelo se torna mais complexo devido a análise de condições não-lineares. Os modernos computadores suportam softwares de análise não-lineares permitindo resultados precisos. Um exemplo seria a ação do vento em estruturas de grande porte, onde os elementos estruturais sujeitos a compressão no caso dos pilares absorvam cargas horizontais. A interação solo-estrutura visa destacar tais ações horizontais desde à cota da fundação ao topo da estrutura.

2.4 DEFINIÇÕES DE FUNDAÇÕES

A ABNT NBR 6122/2010 caracteriza fundações superficiais como elementos de fundação em que as transmissões de carga ao terreno são através de tensões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente seja proporcionalmente inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Neste tipo de fundação tem-se as sapatas, os blocos, radiers, sapatas associadas, vigas de fundação e as sapatas corridas.

Nas fundações profundas, o elemento de fundação transmite a carga ao solo pela base (resistência de ponta), e por sua face perimetral (resistência de fuste) ou por ambos, sendo aplicada a profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, a norma salienta o mínimo de 3 metros. São as estacas e tubulões.

Com o conceito de fundações e seus tipos, o presente trabalho enfatizará as fundações profundas em especial, as estacas escavadas pré-moldadas e as fundações superficiais do tipo sapata.

2.5 SEGURANÇA NAS FUNDAÇÕES

Os projetos de fundação passam por situações a serem verificadas quanto aos estados-limites últimos (ELU) e (ELS) de serviço. Tais situações preveem solicitações ao longo da vida útil do elemento.

A previsão de deformações aceitáveis são dimensionadas sob condições de trabalho nas

quais atua. Velloso e Lopes (2010, p.16) apresenta situações onde os estados limites de utilização ou de serviço e limites últimos não são atendidos, conforme ilustra a Figura 2:

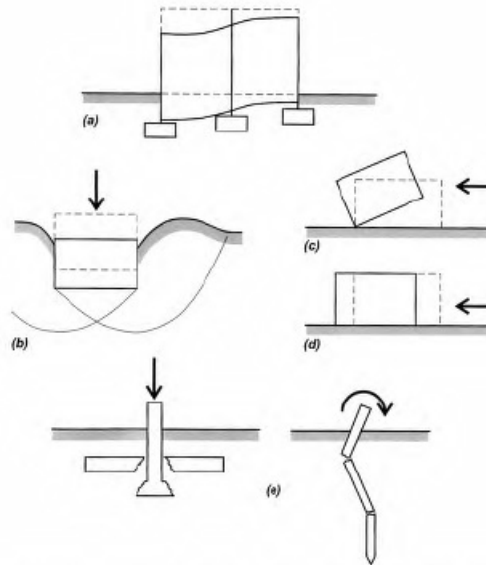


Figura 2: (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamentos e (e) colapso estrutural, resultante de projetos problemáticos.

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.5.1 Estados-Limite último (ELU)

Os estados-limites últimos se definem pelo esgotamento da capacidade sustentação e de solicitações de projeto, onde os colapsos da estrutura são significantes. Os principais mecanismos que podem caracterizar o ELU são conforme ABNT NBR 6122/2010:

- Perda de instabilidade global;
- Ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno;
- Arrancamento ou insuficiência de resistência por tração;
- Ruptura por deslizamento (fundações superficiais);
- Ruptura estrutural (estacas) por compressão, flexão, flambagem ou cisalhamento;
- Ruptura estrutural em decorrência de movimentos da fundação.

2.5.2 Estados-Limites de serviço (ELS)

Nos estados-limites de serviço são verificadas a ocorrência de deformações, fissuras, vibrações excessivas que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção. Interferem diretamente na durabilidade, aparência e conforto aos usuários. A ABNT

NBR 6122/2010 especifica a verificação do estado-limite de serviço em relação à interação do assentamento da fundação e estrutura, que deve atender:

$$Ek \leq C \quad (2.1)$$

Onde:

Ek é o valor da atuação das ações, pode ser recalques admissíveis, calculado com parâmetros e ações características;

C é o limite de serviço admissível solicitante do efeito das ações comuns (Exemplo: Recalque de aceitabilidade visual).

2.6 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

“Na fundação direta ou rasa, as cargas da superestrutura são transmitidas ao solo através de uma placa de concreto denominada sapata.” (Rebello, 2008). O mesmo autor acrescenta que as cargas que atuam na sapata se distribuem pela sua área de contato com o solo, considerando a tensão admissível do solo mínima para cálculo ou tensão máxima obtida pela taxa de solo.

Segundo Botelho e Carvalho (2007), “É um dos tipos de fundação mais usada, pelo seu baixo custo e por não exigir equipamento especializado”.

Velloso e Lopes (2010) citam os tipos de fundações superficiais (Figura 3):

- Bloco;
- Sapatas isoladas (Figura 3);
- Sapatas corrida;
- Grelha;
- Radier.

Segundo Botelho e Carvalho (2007), um dos problemas das sapatas são as divisas do terreno, como não há a possibilidade de usar o perímetro vizinho, usa-se sapatas excêntricas. No dimensionamento de sapata deste tipo, requer maior área de contato com o solo, elevada taxa de armadura, armadura positiva, alturas elevadas e vigas de equilíbrio. O presente estudo contém várias sapatas excêntricas exposto no Anexo A.

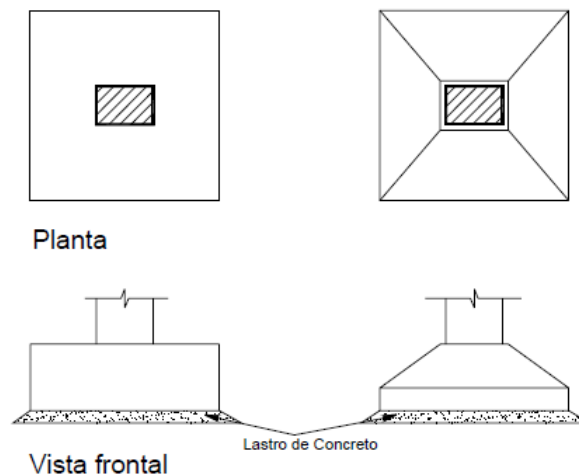


Figura 3: Sapata isolada (vistas) e lastro de concreto.

Fonte: Alva (2007).

2.6.1 Aspectos Construtivos

O processo de execução de sapatas ou de qualquer tipo de fundação superficial devem atender alguns cuidados. Velloso e Lopes (2010) afirmam que durante a execução onde atingir o lençol freático, é necessário controlar o fluxo de água. Esse requisito confronta o fato de que o fundo da escavação tem que permanecer nivelado e seco, é muito importante o uso do lastro de concreto representado pela Figura 3. O usual é 5 cm de espessura após o nivelamento.

A ABNT NBR 6122/2010 cita alguns aspectos construtivos que precisam ser verificados como dimensões mínimas de 60 cm, uma profundidade mínima de 1.50 m, e havendo a situações de sapatas muito próximas em níveis diferentes, a norma orienta a considerar um ângulo α , sendo uma reta imaginária passando pelos dois vértices como mostra a Figura 4, seguintes valores de α :

- a Solos pouco resistentes: $\alpha \geq 60^\circ$
- b Solos resistentes: $\alpha \geq 45^\circ$
- c Rochas: $\alpha = 30^\circ$

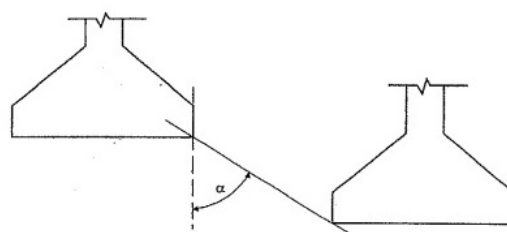


Figura 4: Fundações próximas em cotas diferentes.

Fonte: ABNT NBR 6122/2010.

2.6.2 Mecanismos de ruptura do solo de acordo com sua característica

Terzaghi classificou os mecanismos de ruptura do solo onde as rupturas generalizadas são provenientes de solos muito rígidos, e no caso de rupturas localizadas para solos pouco rígidos.

Vesic (1963) discriminou os tipos de rupturas existentes, destacando os três tipos diferente de ruptura, sendo uma sofisticação dos tipos de ruptura apresentado por Terzaghi. A ruptura generalizada é caracterizada por um mecanismo de ruptura que implica desníveis de transmissões de cargas que vai sobre a laje de fundação com a superfície do terreno. Apesar de o recalque apresentar um bom comportamento, porém os acréscimos de carga correspondem a deslocamentos fazendo com que a ruptura frequentemente aconteça. Tal comportamento corresponde a rotações gerando inclinações na sapata, como mostra a Figura 5(a).

Tratando-se da ruptura por puncionamento, há dificuldades de compreender por visualização. Acontece conforme aumento de carga, ocorrem pequenos movimentos verticais causando desníveis, resultante da compressão do solo na face de transmissão de cargas da fundação. Neste caso não há inclinações, porém a teoria de transmissão de carga de fundações ao solo se torna divergente do projetado, demonstrado na Figura 5(c).

No caso da ruptura localizada, há uma situação intermediária entre a ruptura generalizada e por puncionamento. Conforme a Figura 5(b) forma-se uma cunha de ruptura no perímetro da fundação, embora a superfície de ruptura não alcance a superfície do terreno. Somente com cargas elevadas transmitidas ao solo para acionar tal tipo de ruptura.

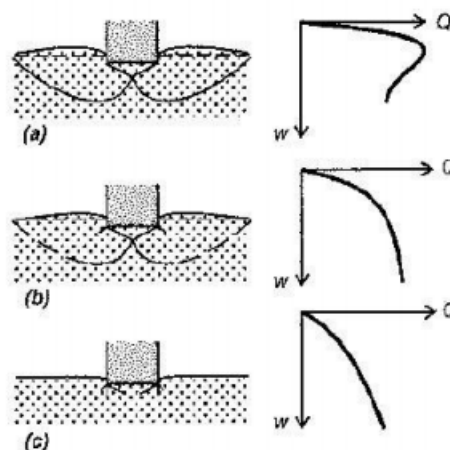


Figura 5: Tipos de ruptura, sendo Q (carga de ruptura) e w (comportamento do recalque).

Fonte: VESIC (1963).

Os tipos de ruptura distinguem-se devido às características comportamentais do solo ao receber cargas, mas não somente do tipo de solo, depende também de aspectos relacionados ao dimensionamento do projeto. Em fundações superficiais, um solo incompressível com resistência

ao cisalhamento finita sofreria ruptura generalizada. Por outro lado, um solo compressível que apresentasse um valor alto de resistência ao cisalhamento, sofreria ruptura por puncionamento.

Cintra (2011) acrescenta que a segurança a ruptura é garantida por um fator de segurança global, aplicando-se a um valor médio de capacidade de carga conforme verificação do ELU enquanto os limites dos recalques em valor admissível fixo conforme verificação do ELS.

2.6.3 Capacidade de carga

Conforme Prof. M. Marangon (2013, p. 179), para a determinação de capacidade de carga devem-se estudar duas condições intrínsecas de comportamentos dos elementos estruturais: Deformação e ruptura.

A capacidade de carga de ruptura é uma carga máxima que provoca sensíveis deslocamentos (ruptura generalizada) ou excessivamente (comum em ruptura localizada) podendo provocar a ruína da superestrutura. A capacidade de carga admissível é conhecida como maior carga transmitida pela fundação que o terreno suporta. Neste caso a ruptura sofre deformações relativas à sua sensibilidade da estrutura prevista.

Nos casos de fundação direta, o bulbo de pressões é destacado segundo Rebello (2010), que a profundidade a ser considerada para o bulbo de pressões é igual ao dobro do valor do maior lado da sapata. Já Cintra (2003), os cálculos precisos utilizam conceitos da Teoria da Elasticidade estudada em Mecânica dos Solos, indicam valores de profundidade do bulbo de pressões em função da forma do elemento de fundação:

- Sapata quadrada: $Z = 2,5B$;
- Sapata corrida: $Z = 4,0B$.

Onde:

Z profundidade;

B lado da sapata.

Botelho e Carvalho (2007) acrescenta que, existe propagação da tensão de solo subjacente ao elemento de fundação observado pela Figura 6. Ela se dissipa integralmente variando em função de sua heterogeneidade.

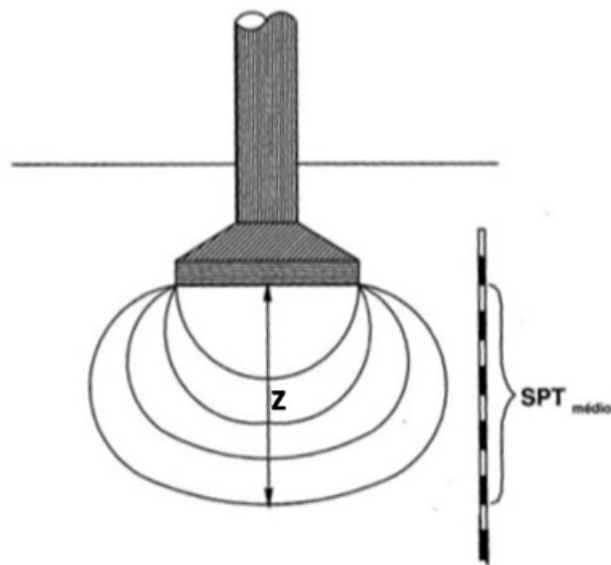


Figura 6: Representação do bulbo de pressões e relação com SPT médio.

Fonte: Cintra (2011).

É interessante observar que a profundidade influencia no SPT médio, para determinar uma estimativa de tensão admissível levando em consideração, o bulbo de pressões.

2.6.4 Tensão admissível em fundações por sapatas

A ABNT NBR 6122/2010, cita alguns fatores importantes, que devem ser considerados na determinação da tensão admissível do solo:

- a) Características geomecânicas do subsolo;
- b) Influência do lençol d'água;
- c) Eventuais alterações das características do solo devido a agentes externos, exemplo: Raízes, infiltrações, formigueiros etc;
- d) Solos com características expansivas e colapsíveis;
- e) Alívio de tensões;
- f) Recalques admissíveis;
- g) Possíveis ocorrências adicionais de atrito negativo e esforços horizontais devido a carregamentos assimétricos.

2.6.5 Correlação entre SPT e outras características dos solos

Segundo Rebello (2008), alguns métodos de análise há falhas, pois não leva em conta o tipo de solo. Apesar do SPT para areia ser maior do que na argila, por causa do atrito na penetração do amostrador, a sua resistência pode ser menor.

A Equação (2.2) apresenta a obtenção da tensão admissível do solo em fundações superficiais do tipo de sapata.

$$\sigma_{adm} = (N_{spt}/50) + q \quad (2.2)$$

Válido para: $5 \leq N_{spt} \leq 20$ (Mpa)

Onde:

q é a parcela que corresponde à sobrecarga, podendo ser considerada ou não.

Rebello (2008) fornece tabelas práticas de taxas de solo (tensão admissível) para argilas e areias nas Tabelas 2 e 3 respectivamente, utilizando-se o menor valor à favor da segurança.

Argilas:

Tabela 2: Correlação entre o SPT e características do solo - Argilas.

SPT	CONSISTÊNCIA	TENSÃO ADMISSÍVEL (kgf/cm^2)	ATRITO LATERAL (kgf/cm^2)
<2	Muito mole	<0.25	
2 - 4	Mole	0.25 - 0.50	<0.10
4 - 8	Média	0.50 - 1.00	0.10 - 0.40
8 - 15	Rija	1.00 - 2.00	0.40 - 0.80
15 - 30	Muito Rija	2.00 - 4.00	0.80 - 1.20
>30	Dura	>4.00	>1.20

Fonte: Rebello (2008).

Areias:

Tabela 3: Correlação entre o SPT e características do solo - Areias.

SPT	CONSISTÊNCIA	TENSÃO ADMISSÍVEL (<i>kgf/cm²</i>)	ATRITO LATERAL (<i>kgf/cm²</i>)	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO
<4	Muito fofa			<30°
5 - 8	Fofa	<1.00	<0.10	30° - 35°
9 - 18	Mediamente compacta	1.00 - 3.00	0.50 - 1.20	35° - 40°
19 - 41	Compacta	2.00 - 5.00	1.20 - 1.90	40° - 45°
>41	Muito compacta	>5.00	>1.90	>45°

Fonte: Rebello (2008).

2.6.6 Caracterização geral das sapatas

Velloso e Lopes (2010) afirma que “As sapatas, em geral, tem uma rigidez elevada”. No caso do dimensionamento por método das bielas, lhes confere uma rigidez elevada.

Conforme ABNT NBR 6118/2014, para o cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensional e sempre que possível ser utilizados modelos de flexão. É necessário à verificação do método de trabalho que a sapata irá trabalhar.

2.6.6.1 Quanto à rigidez

a) Sapatas Flexíveis:

Trabalham à flexão nas duas direções, embora mais raro o seu uso, não são possíveis admitir tração na flexão distribuída uniformemente na respectiva dimensão da sapata. São avaliadas quando a flexão junto ao pilar. A ABNT NBR 6118/2014 solicita verificação de cisalhamento pelo fenômeno de punção. A Equação (2.3) correspondente a essa condição de sapata:

$$h \leq (a - ap)/3 \quad (2.3)$$

Onde:

h é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata para a direção avaliada;

ap é a dimensão do pilar correspondente a mesma direção analisada.

b) Sapatas rígidas:

O método mais utilizado no dimensionamento de sapatas rígidas é o das bielas comprimidas para a determinação das armaduras à flexão nas duas direções. Há verificações de tensões de cisalhamento devido a ruptura por compressão diagonal do concreto, conforme Equação (2.4).

$$h > (a - a_p)/3 \quad (2.4)$$

Onde:

a menor dimensão da sapata na direção analisada;

h é a altura da sapata;

a_p é a dimensão do pilar correspondente a mesma direção analisada.

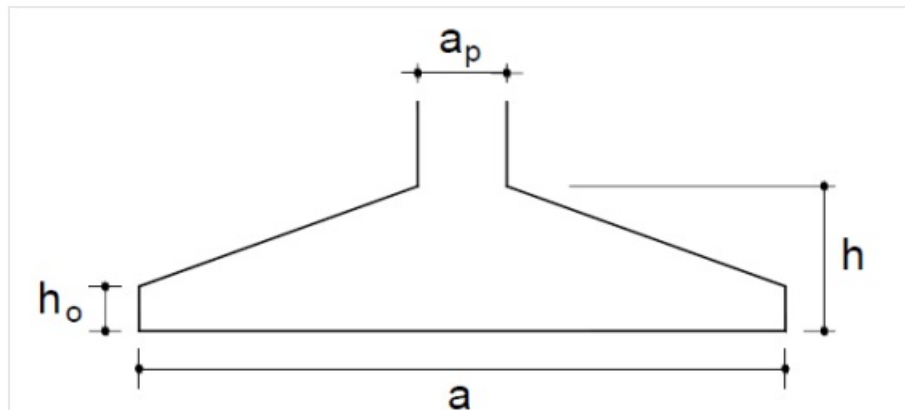


Figura 7: Representação de sapata Isolada.

Fonte: ABNT NBR 6118/2003.

2.6.6.2 Quanto ao posicionamento

1) Sapatas Isoladas:

Transferem ações pela superestrutura pontuais ou centradas, por pilares ou vigas de equilíbrio. As dimensões da sapata isolada são pré-determinadas pela carga aplicada e pela resistência do solo. As tensões máximas podem ser observadas conforme Figura 8:

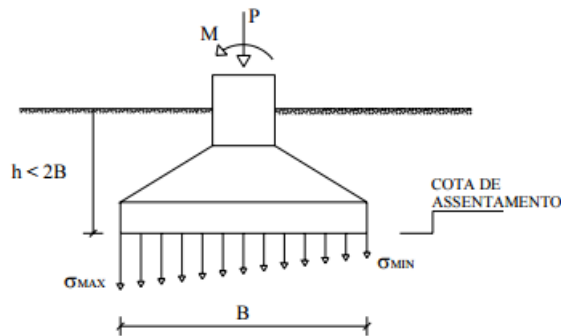


Figura 8: Sapatas isoladas (planta, perfil).

Fonte: Bastos (2016).

2) Sapatas corridas:

São empregadas onde se tem cargas lineares distribuídas como paredes, muros, ou elementos alongados que transmitem carregamentos uniformemente distribuídos em uma direção. Rebello (2008) afirma que a carga que solicita a sapata corrida é a reação do solo. Podem também admitir mais de um pilar ao longo da seção.

Para a determinação da tensão aplicada no solo, é considerado um comprimento de faixa de 1 metro, similar em muros de arrimo. Obtendo-se o trecho de sapata por faixa calculada. Representado pela Figura 9.

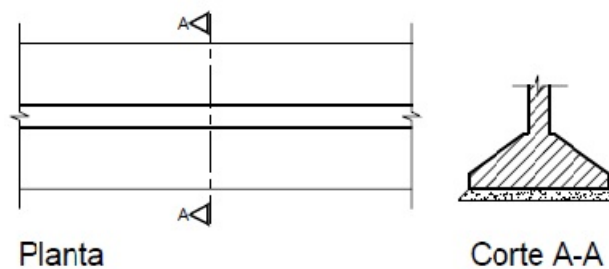


Figura 9: Sapata corrida planta e corte.

Fonte: Bastos (2016).

O tipo de rigidez da sapata influencia no cálculo prático, sendo representado pela Figura 10.

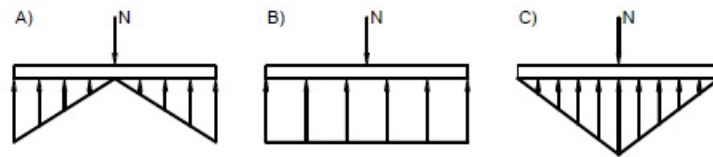


Figura 10: Distribuição de pressão no solo.

Fonte: Bastos (2016).

Segundo Bastos (2016) apud. Guerrin (1980), as indicações conforme os tipos de solo são:

- a) Solos rochosos:
Sapata rígida: diagrama bi triangular (A);
Sapata flexível: diagrama retangular (B).
 - b) Solos coesivos:
Diagrama retangular (B) em todos os casos.
 - c) Solos arenosos:
Sapata rígida: diagrama retangular (B);
Sapata flexível: diagrama triangular (C).
- 3) Sapatas associadas:

No dimensionamento de fundação em sapatas isoladas pode haver equívocos comuns, por estar muito próximas entre si, o que provocaria a superposição de suas dimensões (em planta) e os bulbos de pressões afetados conforme mostrado pela Figura 11. A possibilidade de erros de dimensões na escavação é menor por não terem paredes finas ocasionando queda de solos na execução

Tais sapatas podem receber carga de um ou vários pilares alinhados ou não, com cargas equivalentes ou distintas. É comum em sapatas associadas projetarem com viga de rigidez (enrijecimento), com o eixo passando pelo centro de cada pilar (Figura 12).

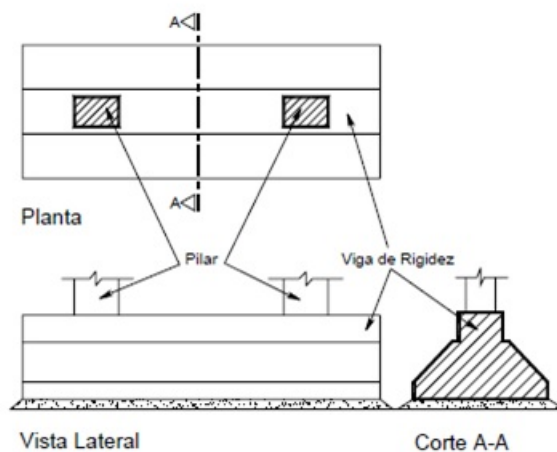


Figura 11: Sapata associada, vista lateral e corte.

Fonte: Alva (2007).

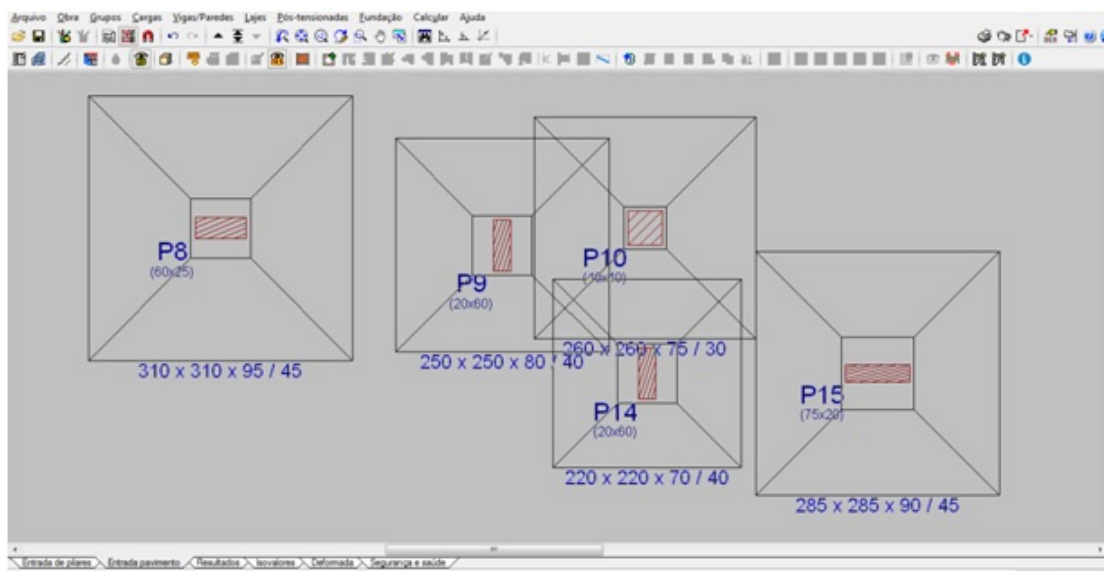


Figura 12: Exemplo de sobreposição de sapatas com pilares não alinhados, elaborado em software de projeto estrutural Cypecad.

Fonte: Elaborado pelos autores.

4) Sapatas de divisa:

Pilares posicionados na divisa do terreno impossibilita centralizar a fundação. O efeito da carga excêntrica teoricamente é substituído por uma carga centrada mais um momento fletor aplicado no centro de gravidade da sapata, conforme Figura 13.

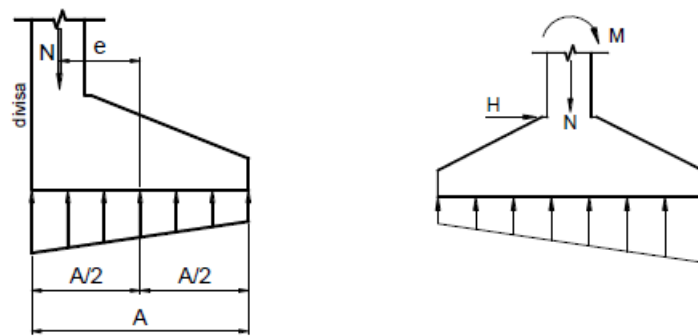


Figura 13: Sapatas isoladas de divisa. “e” corresponde a excentricidade e causa “M” momento fletor.

Fonte: Bastos (2016).

As vigas de equilíbrio são semelhantes às seções de vigas de elementos estruturais em modelo de pórticos. Alva (2007) relata que a função destas vigas, é transmitir a carga do pilar para o centro de gravidade da sapata e resistir momentos fletores causados pela excentricidade do pilar ao centro dessa sapata (Figura 14).

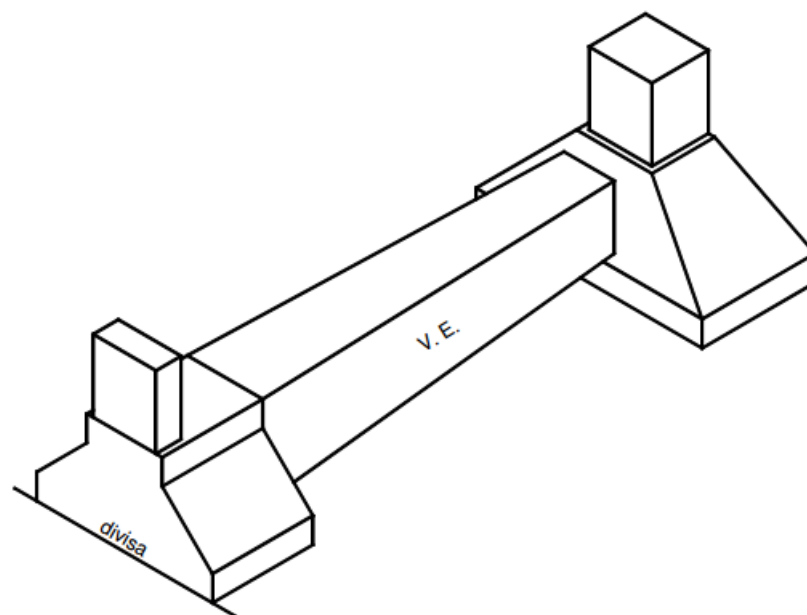


Figura 14: Sapata com viga de equilíbrio.

Fonte: Disponível em blog.construir.arq.br Acesso em 24/11/2016.

2.6.6.3 Quanto às Solicitações

a) Sapatas sob carga centrada:

Neste caso, a distribuição das tensões ao solo são uniformes e constantes, conforme ilustra Figura 15. Mostrando a distribuição de cargas verticais relacionada a Equação (2.5).

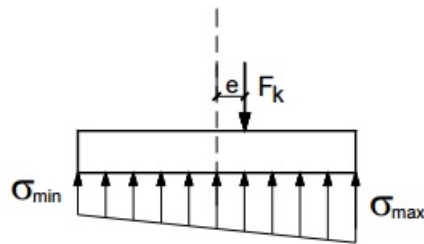


Figura 15: Distribuição vertical de cargas.

Fonte: Alva (2007).

$$\sigma = Fk/A \quad (2.5)$$

Onde:

Fk é a ação vertical atuante do pilar na sapata;

A é a área da base da sapata.

Embora na realidade, as tensões sejam diferentemente distribuídas conforme o tipo de solo argiloso e arenoso (Figura 16).

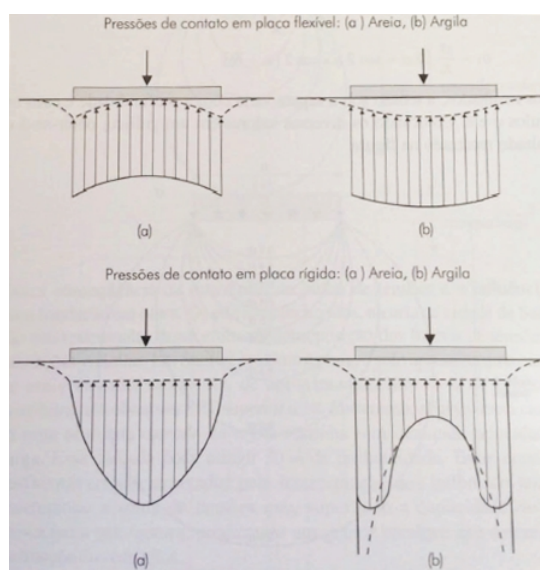


Figura 16: Realidade do comportamento das pressões de contato (a) areia e (b) argila.

Fonte: Rebelo (2008, p. 53).

b) Sapatas sob carga excêntrica:

As cargas verticais dos pilares possuem uma distancia entre o centro de gravidade do pilar e o centro de gravidade da sapata. Tal excentricidade converge o calculo em multiplicar a carga atuante pelo braço de alavanca (excentricidade) como mostra as Figuras 17 e 18.

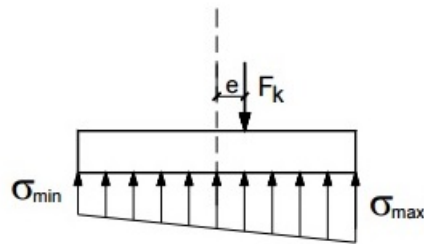


Figura 17: Sapata sob carga excêntrica.

Fonte: Alva (2007).

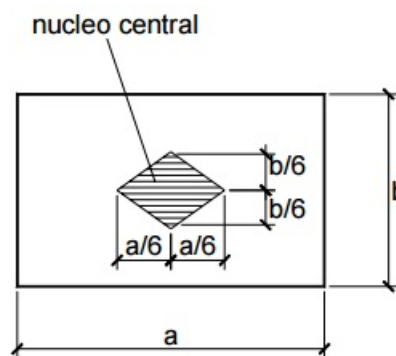


Figura 18: Núcleo central da sapata retangular.

Fonte: Alva (2007).

A distribuição das tensões é dependente do ponto de aplicação da carga, existe uma área limite de pontos excêntricos que pertencem a um núcleo central, dessa forma atuando somente como compressão. Para que forças verticais atuem dentro do núcleo central (Equação 2.6).

$$e \leq a/6 \quad (2.6)$$

Onde:

e excentricidade;

a maior lado da sapata.

2.7 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

As dimensões da sapata são calculadas de forma que a tensão é a relação entre a força aplicada e a área sobre o qual ela atua. Existem outros fatores como divisa, lençol freático, ações especiais atuando, etc.

A maioria das sapatas possuem excentricidade devido a força do vento assim como acontece com pilares. As sapatas não precisam ser de altura constante, pois o momento fletor varia crescente da face do pilar para as arestas perimetrais da sapata onde o momento fletor é zero. Assim se economiza concreto, porém a execução é mais complexa.

O momento fletor não constante, ilustrado na Figura 19.

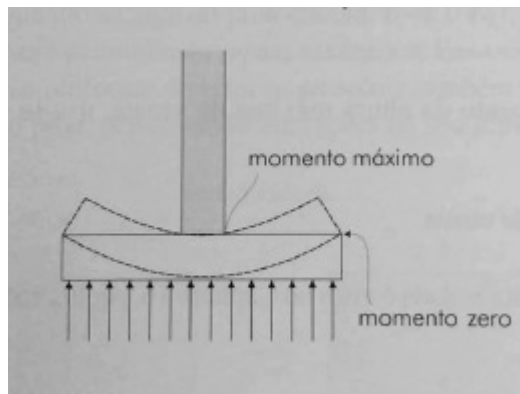


Figura 19: Variação do momento fletor atuante.

Fonte: Rebello (2008).

2.7.1 Determinação das dimensões em planta

2.7.1.1 Sapatas isoladas

Para termos momentos correspondentes às abas da sapata gerando economia e uma distribuição de esforços sem superdimensionamentos. É dimensionada em função da carga aplicada e resistência do solo. A Figura 20 ilustra a distribuição de tensões relacionada à Equação (2.7):

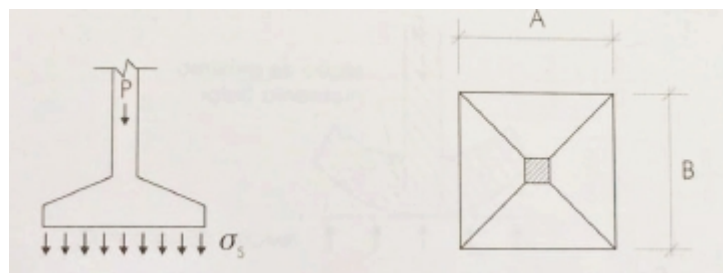


Figura 20: Lados da sapata.

Fonte: Rebello (2008).

Segundo Rebello (2008, p. 155), a determinação da tensão admissível do solo é dada por:

$$Asap = P/\sigma_s \quad (2.7)$$

Onde:

$Asap$ área da sapata $A * B$;

P carga sobre a sapata;

σ_s é a tensão admissível do solo ou taxa de solo.

Alva (2007) acrescenta em seu trabalho um coeficiente α correspondente ao peso próprio da sapata. Sendo 1,05 para sapatas flexíveis e 1,10 para rígidas.

Nos casos onde a sapata é quadrada $A = B$, portanto o dimensionamento é dado pela Equação (2.8):

$$A = B = \sqrt{Asap} \quad (2.8)$$

Para sapata retangular comumente usada em pilares retangulares (Figura 21), apresenta um mecanismo de economia, pois os momentos fletores correspondentes às faces do pilar ap e bp , iguais (Equação 2.9).

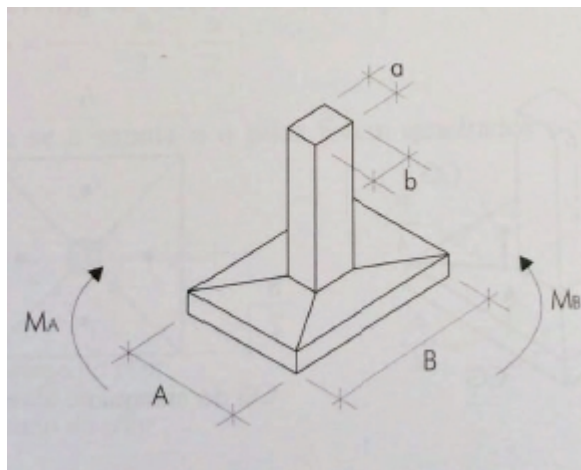


Figura 21: Faces dos pilares correspondentes em face de sapata retangular.

Fonte: Rebello (2008).

$$MB = MA \quad (2.9)$$

Para que os momentos fletores sejam iguais, é necessário analisar a relação dos lados da sapata, conforme Equações (2.10) e (2.11).

$$A - B = ap - bp \quad (2.10)$$

$$Asap = A * B \quad (2.11)$$

O sistema de equações acima é resolvido pelas Equações (2.12) e (2.13).

$$B = \frac{bp - ap}{2} + \sqrt{\frac{(bp - ap)^2}{4} + Asap} \quad (2.12)$$

e;

$$A = \frac{Asap}{B} \quad (2.13)$$

2.7.1.2 Sapata de divisa

Sapatas de divisa sofrem excentricidades sendo um problema a mais para a engenharia, Velloso e Lopes (2010) afirma que este tipo de sapata impõe flexão ao pilar, além de qualquer escavação extra que causa descompressão do terreno vizinho agrava a excentricidade.

O dimensionamento é realizado por tentativas, fazendo com que as tensões do solo não ultrapassem a taxa de solo e assegurando, no mínimo 2/3 da área da sapata apoiada sobre o solo para garantir a estabilidade entre os momentos máximos e mínimos (Figura 22). Toda vez que se altera a dimensão da sapata, logo seu centro de gravidade é alterado (Figura 23).

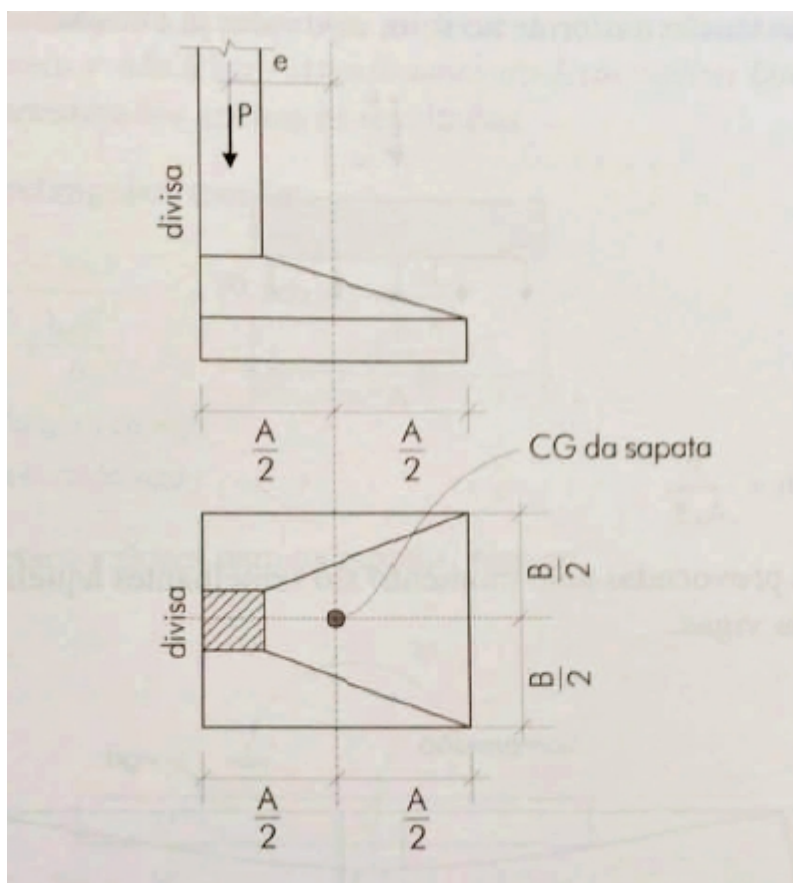


Figura 22: Representação do centro de gravidade da sapata.

Fonte: Rebello (2008).

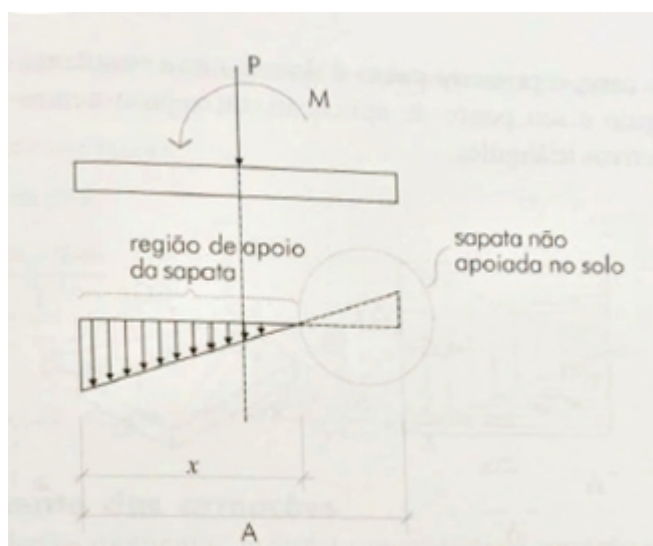


Figura 23: Representação da condição de $x \geq 2/3A$.

Fonte: Rebello (2008).

2.7.1.3 Vigas de equilíbrio

Os casos onde a sapata excêntrica (quando distribuição das tensões não é constante sobre o solo) ocorre, estão também sujeitas a tensões negativas como se estivesse provocando no solo tensões negativas, porém o solo não reage a essa situação, sendo então parcialmente apoiada mesmo sendo dimensionada corretamente (Figura 24).

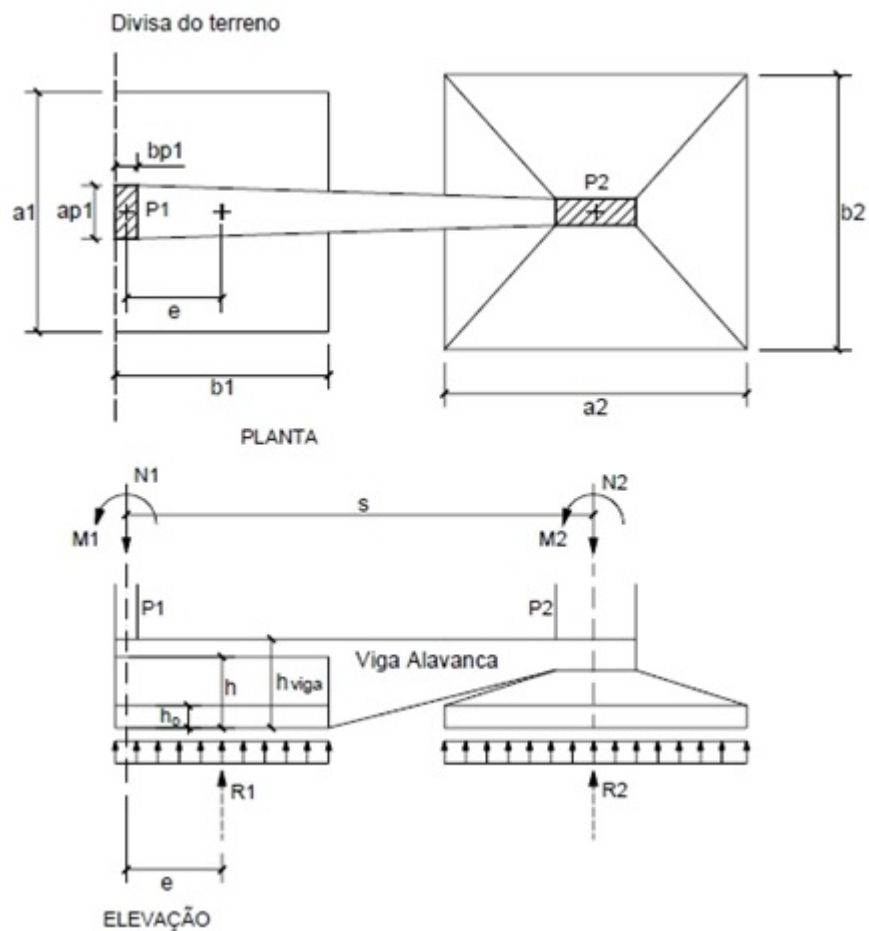


Figura 24: Esquema da sapata de divisa.

Fonte: Alva (2007, p. 16).

Velloso e Lopes (2010) afirma que na prática há certas dificuldades de execução, pode ocorrer do pilar no interior da obra próximo ao pilar de divisa não estar localizado numa linha ortogonal a um dos lados da sapata (Figura 25).

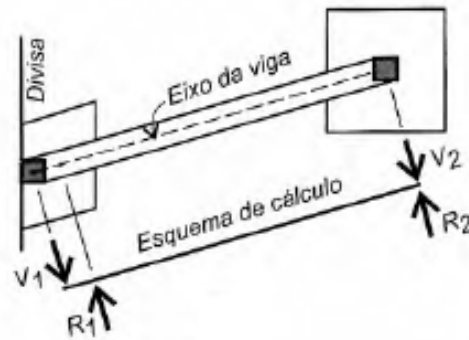


Figura 25: Dificuldade de execução.

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Bastos (2016) faz algumas recomendações de pré-dimensionamento da viga de equilíbrio:

- a) A Largura $bw \geq p1 + 5cm$

onde: $p1$ lado do pilar correspondente a face analisada.

- b) A altura $h_{viga} \geq h1$

onde: $h1$ altura da sapata de divisa.

2.7.1.4 Sapata associada

Rebello (2008) salienta que o centro de gravidade das cargas dos pilares deve coincidir (Figura 26) com o centro de gravidade da sapata, objetivando uma distribuição uniforme das tensões no solo.

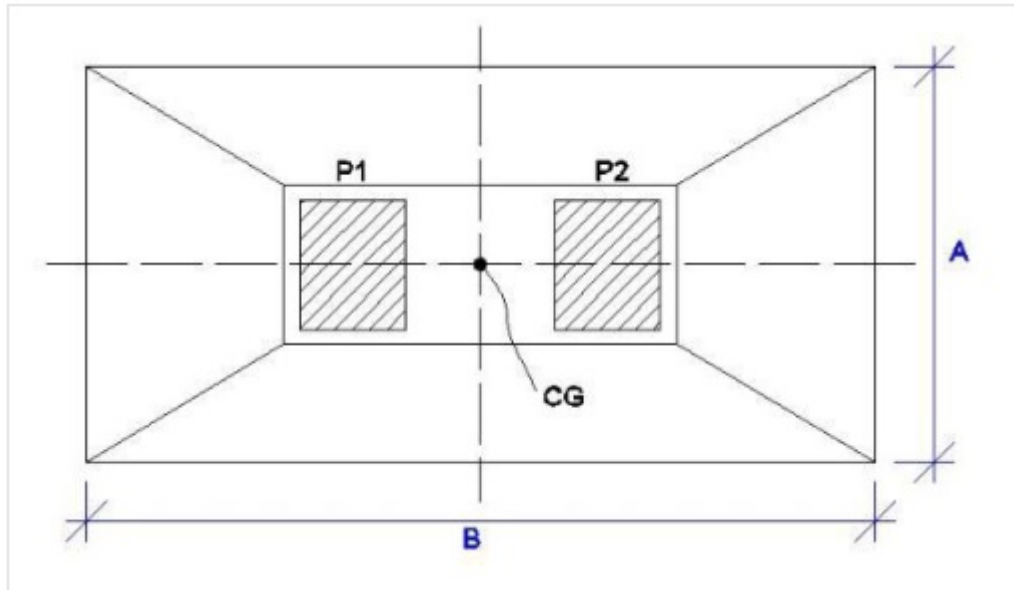


Figura 26: Sapata associada.

Fonte: Rebello (2008).

As dimensões da sapata é calculada pela seguinte Equação (2.14):

$$A_{sap} = \frac{(P1 + P2)}{\sigma_{solo}} \quad (2.14)$$

Onde: $P1$ e $P2$ carga dos pilares.

Rebello (2008), em casos onde os pilares possuem cargas diferentes (Figura 27), o centro de gravidade das cargas, pode ser determinada pela Equação (2.15).

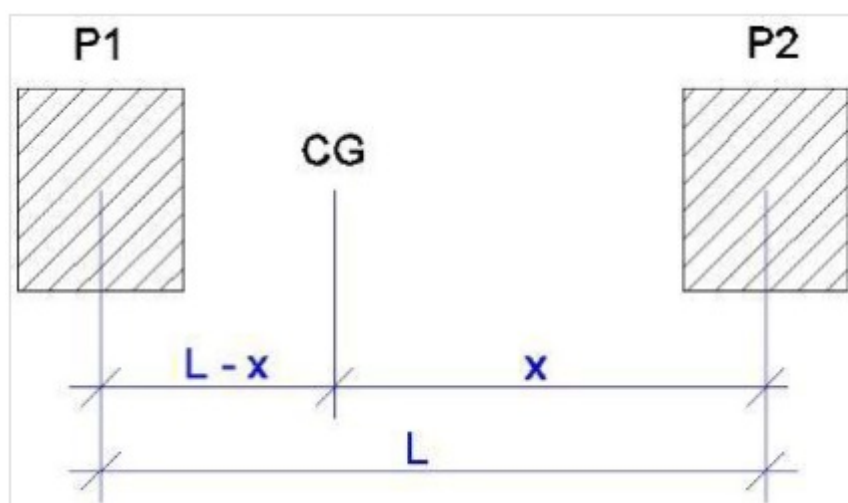


Figura 27: Centro de gravidade para pilares com cargas distintas.

Fonte: Rebello (2008).

$$x = \frac{(P1 * L)}{(P1 + P2)} \quad (2.15)$$

Onde:

x posição do centro de gravidade das cargas;

L a distância entre os pilares e $P1$ e $P2$ as cargas nos pilares.

Tal comportamento corresponde ao de duas lajes em balanço apoiadas com a seção onde se tem o centro de gravidade (Figura 28). Na prática, é utilizada uma viga de rigidez para evitar momentos excessivos nos trechos onde o pilar atua de forma plena.

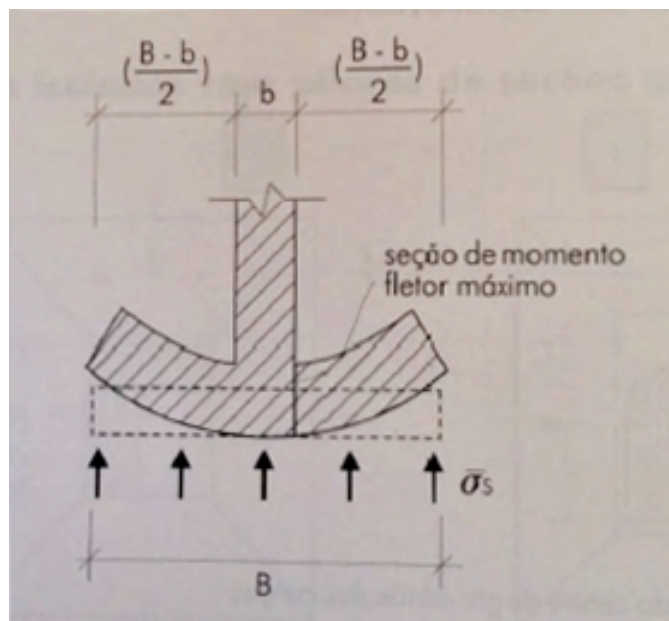


Figura 28: Seção de momento fletor máximo.

Fonte: Rebello (2008).

2.8 ALTURA DAS SAPATAS RÍGIDAS

A ABNT NBR 6118/2014 diz que para tal condição a altura das sapatas deve satisfazer a Equação (2.4), devendo ser verificada nas direções x e y.

Alva (2007) afirma que a sapata necessita de altura (h) suficiente para que as solicitações nas armaduras sejam transferidas ao bloco de fundação garantindo a ancoragem e cobrimento mínimo que protegem as armaduras. Sendo atendido a Equação (2.16) das barras de arranque do pilar (Figura 29) e comprimento de ancoragem (Equação 2.17). Conforme ABNT NBR 6118/2014.

$$h > lb + c \quad (2.16)$$

$$lb = \frac{\phi}{4} * \frac{fyd}{fcd} \quad (2.17)$$

Onde:

lb comprimento de ancoragem das barras do pilar;

c cobrimento = 4cm;

ϕ bitola do aço referente a armadura do pilar que chega a sapata;

fyd resistência de cálculo do aço;

fcd resistência de cálculo do concreto.

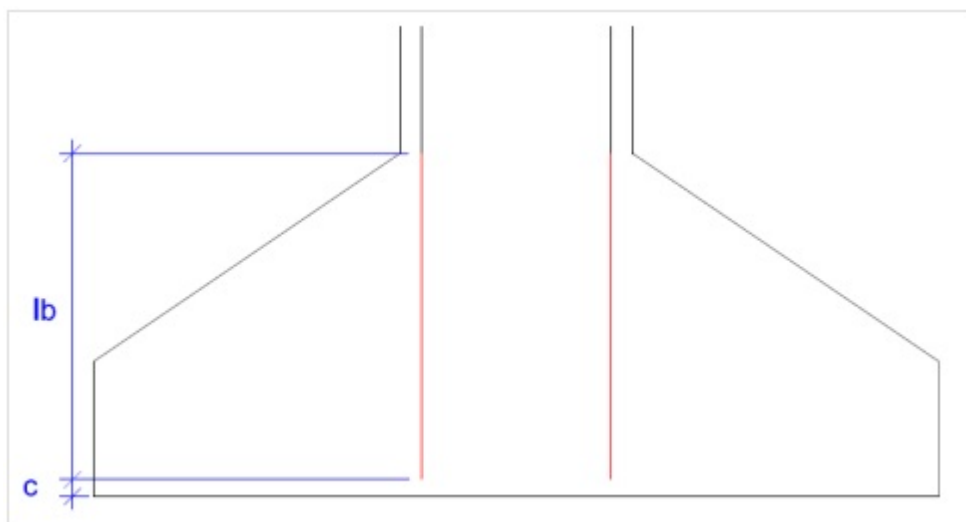


Figura 29: Comprimento de ancoragem das barras do pilar.

Fonte: Abbad (2014).

2.9 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS - MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

A análise do método das bielas como um modelo de treliça espacial, significa que as forças que atuam nas barras comprimidas da treliça são dissipadas pelo concreto (função principal resistir os esforços de compressão) enquanto as forças que atuam nas barras tracionadas resistidas pelo aço (função principal resistir os esforços de tração, exemplo: Flexão em vigas, flambagem em pilares etc.).

Bastos (2013) apud Blévoit (1967) indica que é um método simples e mais empregado por ter amplo suporte experimental, é tradicional em vários países, vários softwares de dimensionamento estrutural usufruí do método, expressa um modelo de treliça intuitivo, ilustrado pela Figura 30.

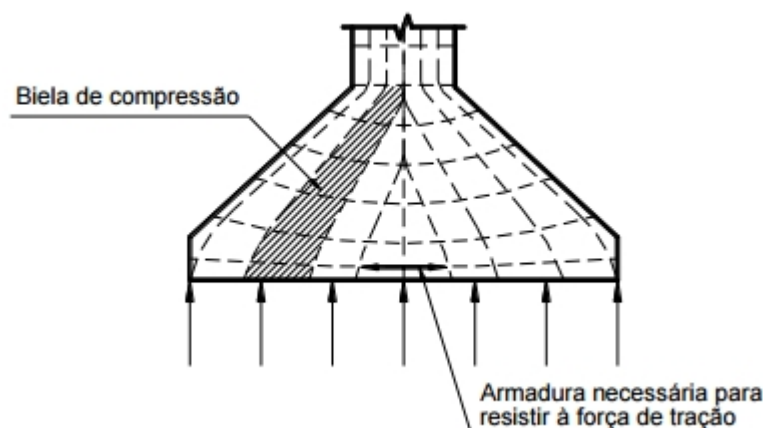


Figura 30: Representação da biela de compressão.

Fonte: Bastos (2016).

A ABNT NBR 6118/2014 também recomenda esta metodologia, logo as verificações das bielas são realizadas a partir das forças obtidas através da análise de treliça isostática sujeita a ação do sistema de autoequilíbrio de forças ativas e reativas incorporada no elemento estrutural. Segundo Bastos (2016) apud Gerrin (1955) “os ensaios mostram que não ocorre ruptura por compressão das bielas de concreto, e sua verificação pode ser dispensada”.

As biela implicam que cada tirante, expresso por sua armadura, esteja trabalhando igualmente à tração em toda a largura da sapata, sendo inadmissível e inviável, a interrupção desta área de aço, procurando evitar emendas ao longo de sua disposição armada, Giugliani (2006).

Alonso (2010) apresenta um guia de dimensionamento para o método das bielas e tirantes mostrado a seguir. A análise dos lados do pilar correspondentes aos lados da sapata é representado pela Figura 31.

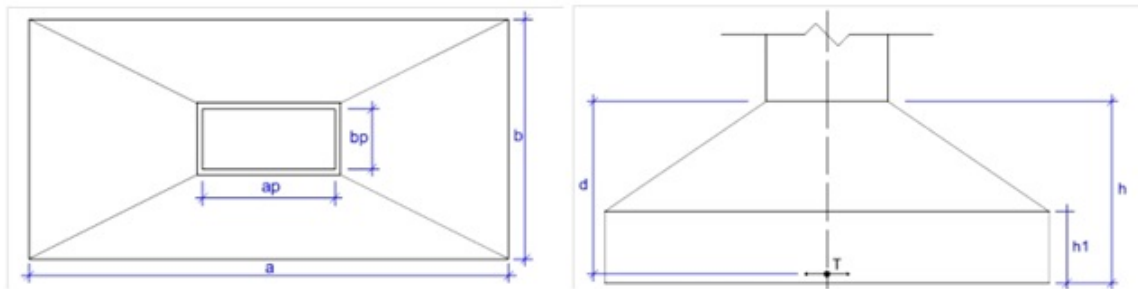


Figura 31: Guia de dimensionamento do método das bielas.

Fonte: Abbad (2014).

- 1) O esforço de tração na armadura nas duas direções (x e y) da sapata é dada pelas Equações (2.18) e (2.19):

$$T_{x, a} = \frac{P(a - a_0)}{8d} \quad (2.18)$$

$$T_{x, b} = \frac{P(b - b_0)}{8d} \quad (2.19)$$

Onde:

P carga do pilar à sapata.

- 2) Determinação da área de aço nas duas direções (x e y) da sapata, é dada pelas Equações (2.20) e (2.21):

$$A_{s, x} = \frac{1,61 * T_x}{f_y k} \quad (2.20)$$

(armadura paralela ao lado a)

$$A_{s, y} = \frac{1,61 * T_y}{f_y k} \quad (2.21)$$

(armadura paralela ao lado b)

Onde:

$f_y k$ resistência característica de escoamento do aço

2.9.1 Dimensionamento ao cisalhamento de sapatas rígidas

Alva (2007) sugere a verificação da ruptura por compressão diagonal e à não necessidade de armadura transversal que trabalha à força cortante. Para verificação da tensão de cisalhamento, em que não há momento fletor aplicado, especificado pela ABNT NBR 6118/2014, deve atender a Equação (2.22).

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (2.22)$$

Onde:

τ_{sd} tensão solicitante de cálculo (contorno C), (Figura 32);

τ_{Rd2} resistência à compressão diagonal da sapata.

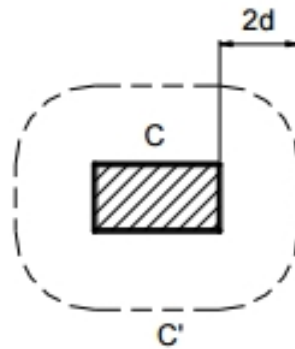


Figura 32: Representação do Contorno C - Superfícies críticas.

Fonte: Bastos (2016).

Bastos (2016) consolida que, verificando-se a tensão de cisalhamento solicitante (τ_{sd}) nas superfícies críticas (Equação 2.23) com a resistência à compressão diagonal (τ_{Rd2}) (Equação 2.24). Sendo possível dispensar armadura transversal para punção satisfazendo a Equação (2.27).

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{(u * d)} \quad (2.23)$$

Onde:

F_{sd} reação vertical de cálculo (aplicado pelo solo à sapata);

u perímetro do contorno C;

C o mesmo perímetro do contorno do pilar;

d altura útil média.

$$\tau Rd2 = 0,27 * av * fcd \quad (2.24)$$

Onde:

fcd resistência de cálculo do concreto à compressão;

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} \quad (2.25)$$

av adimensional expressa pela Equação abaixo;

$$av = 1 - \frac{fck}{250} \quad (2.26)$$

com fck expresso em (Mpa).

Segundo Alva (2007), dificilmente é utilizado armaduras transversais em sapatas, pois os procedimentos pertinentes ao método de calculo já resistem boa parte do esforço cortante apenas pelo concreto.

A ABNT NBR 6118/2014, indica que para prescindir de armadura transversal que resista forças de tração provenientes da força cortante, devendo-se obedecer à Equação (2.27).

$$Vsd \leq Vrd1 \quad (2.27)$$

Onde determinação do valor de $Vrd1$, expressa pela norma indica a utilização da Equação (2.28).

$$Vrd1 = [\tau Rd * k(1,2 + 40\rho1) + 0,15\sigma cp] * bw * d \quad (2.28)$$

Onde:

$$\tau Rd = 0,25 * fctd ;$$

$$fctd = fctk,inf / \gamma c ;$$

$$\rho1 = As1 / (bw * d) \text{ não sendo maior que } |0,02|$$

$As1$ área de armadura de tração especificada pelo item 19.4.1 da ABNT NBR 6118/2014;

$$k = |1,6 - ds2| \geq |1,0| \text{ com } d \text{ em metros;}$$

d altura útil;

$$\sigma cp = Nsd / Ac$$

Ac Área de concreto;

Nsd força longitudinal na seção devida a pré-tensão ou carregamento.

2.10 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

De acordo com a ABNT NBR 6122/2010, fundações profundas são aquelas que transmitem a carga, nelas aplicada, ao terreno (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou também pela combinação das duas formas, estando assentada a uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo a 3 metros.

As estacas podem ser reunidas em dois grupos: As pré-moldadas e as moldadas in loco. De acordo com Velloso e Lopes (2010), também é possível classifica-las de acordo com seu processo executivo:

- a) Estacas cravadas de deslocamentos: Deslocam o solo horizontalmente, dando lugar à estaca que vai ocupar o espaço.
- b) Estacas escavadas de substituição: Ocorre a remoção do solo para a introdução da estaca.

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

Figura 33: Tipos de estacas.
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.10.1 Estacas pré-moldadas ou pré-fabricadas em concreto armado

“Tais estacas são segmentos de concreto armado ou protendido com seção quadrada, ortogonal, circular vazada ou não, cravada no solo com auxílio de bate-estacas.” (Campos, 2015).

O Item 3.10 da ABNT NBR 6122/2010, define que as estacas pré-moldadas de concreto são constituídas de segmentos de concreto pré-moldados ou pré-fabricados e introduzidos no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou vibratório (Figura 34).



Figura 34: Cravação de estacas com o uso do martelo de gravidade.

Fonte: Disponível em www.inacioestaqueamento.com.br Acesso em 11/10/2016.

De acordo com o manual da Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações (ABEF, 2011), as estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, e concentradas em formas horizontais ou verticais. Devem ser executadas com concreto adequado e submetidas à cura necessária para que a instalação, bem como resistência a eventuais solos agressivos, atendendo as especificações da ABNT NBR 6118/2014 e NBR 9062/2001 - (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado).

O sistema de cravação deve estar bem posicionado e ajustado com todas as partes que o compõem, tanto as estruturais quanto acessórias, para que não ocorram danos às estacas no processo de cravação, deve também estar bem dimensionados para que leve a estaca até

a profundidade prevista sem danificá-la. Quando o processo de cravação das estacas for pelo método do martelo de queda livre, devem ser observadas as seguintes condições:

- a) Peso do martelo não inferior a 20 KN;
- b) Peso do martelo no mínimo igual a 75 % do peso total da estaca;
- c) Peso do martelo não inferior a 40 KN para estacas com carga de trabalho entre 0,7 MN e 1,3 MN;
- d) Para estacas cuja carga de trabalho seja superior a 1,3 MN, a escolha do sistema de cravação deve ser previamente analisada.

As estacas pré-moldadas de concreto podem ser emendadas, portanto, deve-se atentar ao Anexo D da ABNT NBR 6122/2010, sobre as emendas, quando são necessárias, e devendo-se executá-las por meio de anéis soldados e tal forma que se garanta a perfeita transferência dos esforços e, ainda, a axialidade dos elementos emendados.

A mesma norma afirma que é permitido o reaproveitamento das sobras das estacas resultantes da diferença entre a estaca efetivamente levantada e a estaca arrasada, desde que se atenda simultaneamente a:

- a) Corte do elemento aproveitado seja feito de modo a manter a ortogonalidade da seção em relação ao seu eixo longitudinal;
- b) Se tenha um comprimento mínimo de 2,0 m;
- c) Seja utilizado apenas um segmento de sobra por estaca;
- d) A sobra seja sempre o primeiro elemento a ser cravado;

O Item 22.5 da ABNT NBR 6118/2003 afirma que no conjunto de blocos e estacas rígidas, com espaçamento de $2,5\varnothing$ a $3\varnothing$ (onde \varnothing é o diâmetro da estaca), pode-se admitir plana a distribuição de carga nas estacas. Para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas, apoiadas em substrato muito rígido, essa hipótese pode ser revista.

2.10.2 Capacidade de carga

Campos (2015), diz que uma fundação em estacas deve atender à segurança em relação ao colapso do solo (estado-limite último – ELU), bem como aos limites de deformação em serviço (estados – limites de utilização ou de serviço – ELS). Diante disso é necessário avaliar a capacidade do solo para atender essas condições.

De acordo com Cintra (2010), “a capacidade de carga (r) de um elemento isolado de fundação por estaca, corresponde à máxima resistência oferecida pelo sistema ou à condição de ruptura, do ponto de vista geotécnico”.

O mesmo autor diz que a capacidade de carga de uma estaca, pode ser determinada pela soma de duas variáveis, a resistência lateral da estaca (rl), que se dá devido ao atrito entre o solo e o fuste da estaca, e a resistência de ponta (rp) da estaca, que nada mais é do que uma tensão resistente normal à base ou ponta da estaca.

Velloso e Lopes (2010) dizem que a capacidade de carga de uma estaca pode ser calculada por métodos estáticos, baseados em fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo. Tais métodos estáticos dividem-se em dois grupos:

- Racionais ou teóricos: São aqueles que lançam mão de soluções teóricas de capacidade de carga e de parâmetros do solo;
- Semiempíricos: São baseados em ensaio "in situ" de penetração, CPT ou SPT.

Conforme Cintra (2010), as fórmulas teóricas existentes, propostas para a determinação da capacidade de carga em estacas, não são muito confiáveis, devido a isto, alguns autores propuseram métodos baseado em correlações empíricas com resultados *in situ* e ajustados com provas de cargas. Com isso foram criados vários métodos chamados semiempíricos, dentre os quais se destacam o Método de Meyerhof (1976), Método Aoki-Velloso (1975), Método Décourt-Quaresma (1978) e Método Teixeira (1996).

2.10.3 Carga admissível

O projeto de fundações profundas passa pela determinação da capacidade de carga admissível (P_{adm}) e, a partir desta, estabelece a configuração dos blocos de estacas sobre os elementos estruturais.

De acordo com Cintra (2010), a determinação da carga admissível (P_{adm}) em uma estaca visa garantir que a solicitação jamais supere a carga estimada. Por isso quanto melhor e mais precisa for esta estimativa de P_{adm} , maior será a confiabilidade, segurança e economicidade trazida para a obra pelo projetista geotécnico. Além disso deve-se adotar um fator de segurança (FS) sobre a capacidade de carga calculada é necessário. Tal fator de segurança varia de acordo com o método de cálculo utilizado, por exemplo, para o Método Aoki-Velloso (1975) tem-se um $FS = 2$, enquanto que para Décourt e Quaresma (1978) tem-se um $FS = 4$ para a resistência de ponta e um $FS = 1,3$ para a resistência lateral.

2.11 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS PELO MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Para o dimensionamento das estacas contidas neste trabalho, será utilizado o método de Aoki-Velloso (1975), portanto somente este será detalhado.

2.11.1 Determinação da capacidade de carga

A capacidade de carga na ruptura pelo método de Aoki-Velloso é dada pela Equação (2.29).

$$Pr = Pl + Pp \quad (2.29)$$

Onde;

Pp parcela da carga de ruptura resistida pela ponta da estaca (capacidade de carga de ponta);

$Pl = u * (\Sigma * \Delta l * rl)$ parcela de atrito lateral ao longo do fuste;

$Pr = A * rp$ parcela de ponta;

u perímetro da seção transversal do fuste;

A área de projeção da ponta da estaca;

Δl trecho onde se admite rl constante

rl atrito lateral desenvolvido no contato fuste-solo.

Para a determinação da capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação (rp) utiliza-se a Equação (2.30) sendo usada a Equação (2.31) para calcular a tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura $\Delta l(rl)$. Ambos se dão em função dos fatores de transformação $F1$ e $F2$, que, segundo Velloso e Lopes (2010), foram obtidos a partir da retro análise de resultados de prova de carga em estacas.

$$rp = qc/F1 \quad (2.30)$$

$$rl = fc/F2 \quad (2.31)$$

Onde:

qc resistência de ponta do ensaio Cone(CPT);

fc atrito lateral unitário do ensaio de Cone;

$F1$ e $F2$ são fatores de transformação (Tabela 4).

Tabela 4: Fatores de transformação $F1$ e $F2$.

Tipos de Estaca	$F1$	$F2$
Franki	2.50	5.00
Pré-moldada	1.75	3.50
Escavada	3.00	6.00

Fonte: Alonso (2010).

Contudo caso não se disponha do ensaio CPT, o método permite uma correlação com os resultados do ensaio SPT, conforme as Equações (2.32) e (2.33).

$$q_c = K * N_p \quad (2.32)$$

$$f_c = \alpha * K * N_l \quad (2.33)$$

Onde;

K e α coeficientes determinados em função do tipo de solo (Tabela 5).

$N_p = N_{spt}$ na cota da ponta da estaca;

$N_l = N_{spt}$ médio na camada de espessura Δl .

Tabela 5: Coeficiente K e α (Método Aoki –Velloso 1975).

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

Fonte: Alonso (2010).

Logo, com as equações anteriores, tem-se então as equações finais para r_p e r_l correlacionadas com o SPT, como descrito nas Equações (2.34) e (2.35).

$$r_p = \frac{K * N_p}{F1} \quad (2.34)$$

$$rl = \frac{\alpha * K * Nl}{F2} \quad (2.35)$$

Por fim, tem-se então a Equação (2.36) para a capacidade de carga de uma estaca.

$$Pr = \frac{K * Np}{F1} * Ap + \frac{u}{F2} * \Sigma(\alpha * K * Nl * \Delta l) \quad (2.36)$$

2.11.2 Determinação da carga admissível

Para a determinação da carga admissível utilizando o Método Aoki-Velloso (1975) é necessário considerar um fator de segurança igual a 2, logo, a carga admissível de uma estaca pode ser calculada pela Equação (2.37).

$$P_{adm} = \frac{Pr}{2} \quad (2.37)$$

A capacidade de cargas de estacas pré-moldadas no mercado são limitadas conforme a Tabela 6.

Tabela 6: Capacidade de cargas de estacas pré-moldadas.

Quadrada vibrada (cm)	Carga máxima (KN)
20x20	520
23x23	700
30x30	1240
34x34	1350
Circular ϕ (cm)	Carga máxima (KN)
34	910
38	1100
42	1330

Fonte: Disponível em www.prefaz.com.br. Acesso em 20/11/2016.

A tensão de compressão do concreto, pode ser determinado pela Equação (2.38), e segundo Alonso (2010), deve estar compreendido entre 3,5 e 4,5 MPa.

$$\sigma_c = \frac{P_{adm}}{Ae} \quad (2.38)$$

Onde:

σ_c tensão de compressão no concreto da estaca;

P_{adm} carga admissível da estaca;

Ae área da seção transversal da estaca.

2.12 BLOCOS DE COROAMENTO

Segundo o Item 22.7.1 da ABNT NBR 6118/2014, os blocos de coroamento (Figura 35) são estruturas usadas para transmitir cargas às estacas de fundação classificados como rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas. Levando em conta a altura do bloco e a distância do centro da estaca mais afastada até a face do pilar, obtém-se a relação H (Equação 2.39), determinando que bloco é rígido quando:

$$H > \frac{l_{max}}{2} \quad (2.39)$$

Onde:

H altura do bloco de coroamento;

l_{max} distancia do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar.

São ditos como elementos de rigidez elevada, segundo Velloso e Lopes (2010), pois são dimensionados de maneira a dispensar armação para flexão. Com isso, as tensões de tração que são máximas na base não devem ser superiores à resistência de tração do concreto.

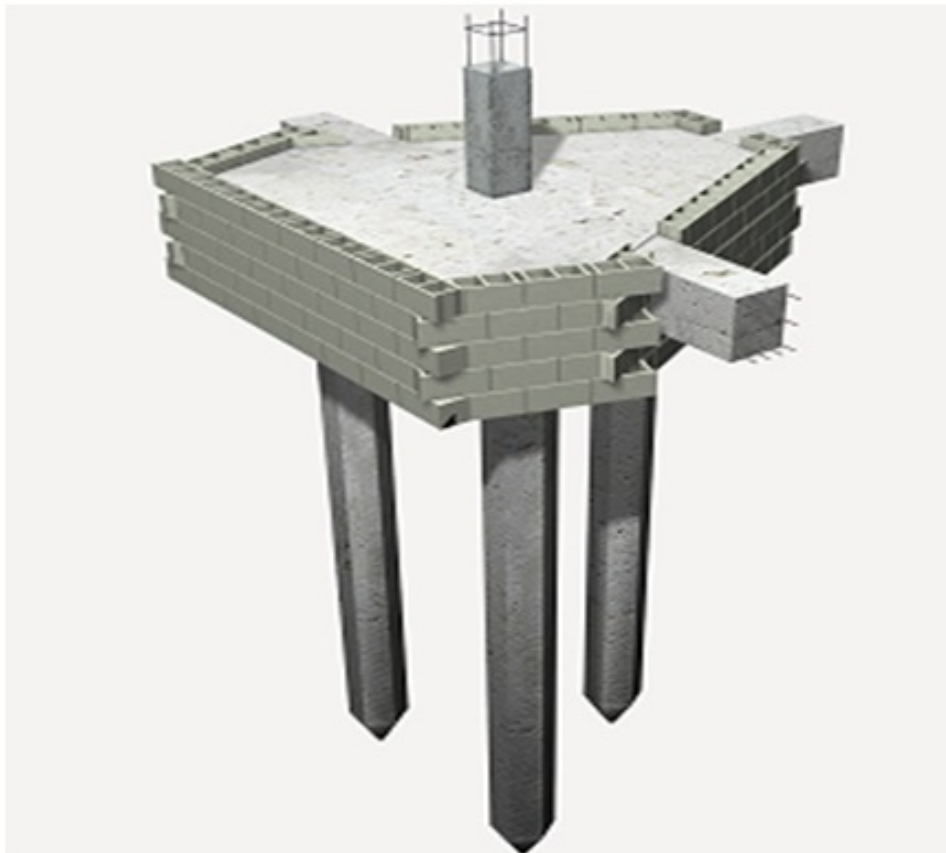


Figura 35: Exemplo de bloco de coroamento.

Fonte: Rebello (2008).

O método das bielas - tirantes é um dos processos aproximados empregados com frequência no dimensionamento de blocos. Esse processo foi inspirado no trabalho de Lebelle (1936) apud Blévoit e Frémy (1967) proposto para o cálculo de sapatas diretas. Blévoit e Frémy (1967) realizaram uma série de ensaios de blocos cujos resultados são até hoje utilizados, como modelos de cálculos e detalhes construtivos.

De acordo com Rebello (2008), para que o bloco tenha rigidez suficiente, e não sofrer deformações de flexão é recomendável que o ângulo formado entre o eixo da estaca e o eixo do pilar seja no mínimo 45° , respeitando-se um valor mínimo de 40 cm (Figura 36).

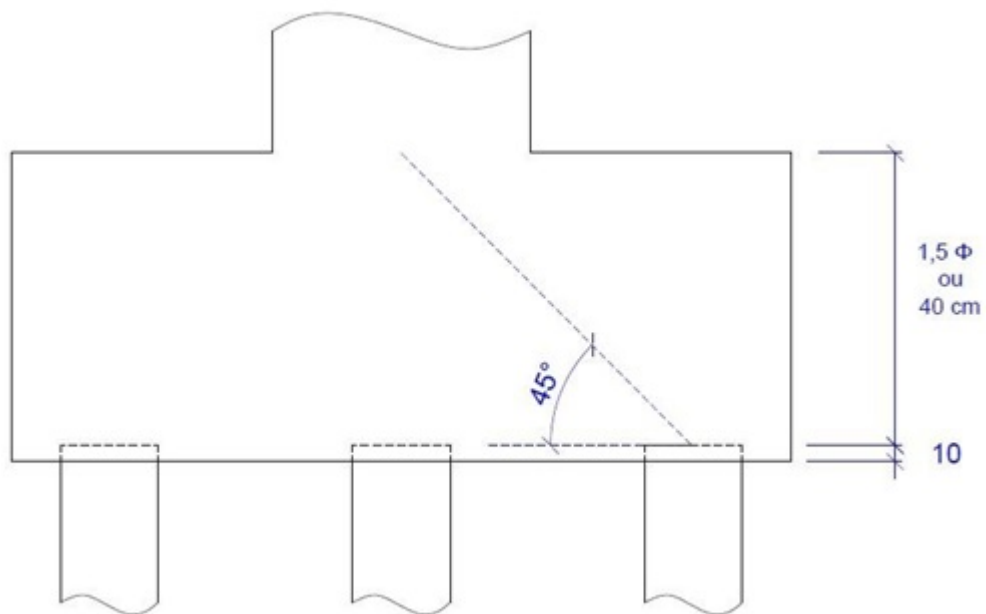


Figura 36: Altura dos blocos sobre estacas.

Fonte: Rebello (2008).

O espaçamento entre as estacas é orientado conforme a Figura 37.

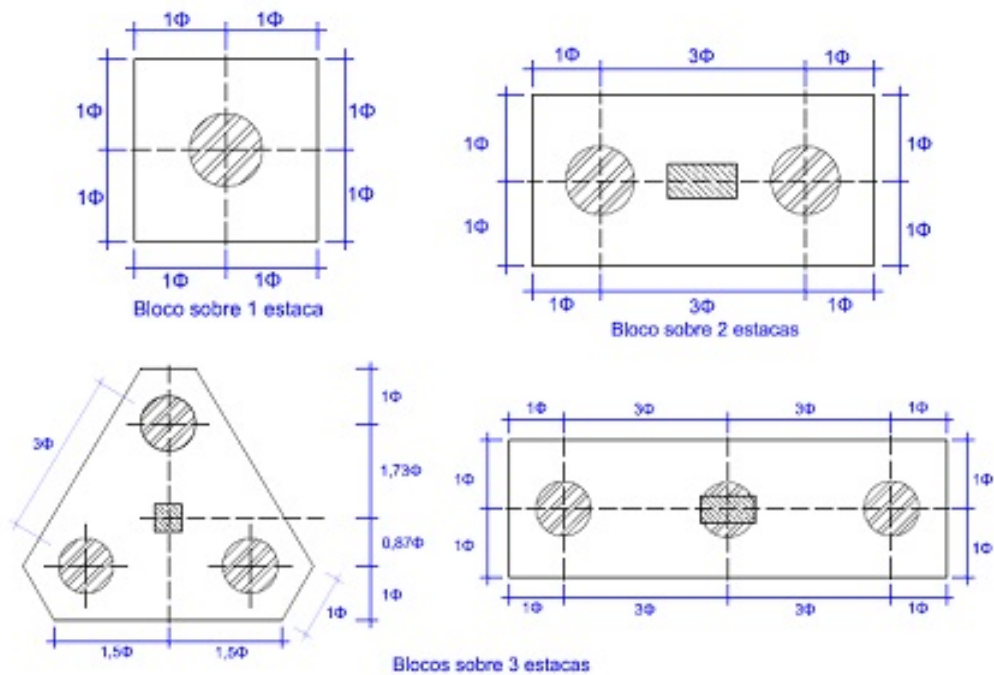


Figura 37: Espaçamento das estacas nos blocos.

Fonte: Rebello (2008).

Para determinar a quantidade de estacas em um bloco de fundação deve se proceder à Equação (2.40).

$$P_{adm} = \frac{Nd * 1,1}{nest} \quad (2.40)$$

Onde:

P_{adm} carga admissível da estaca;

Nd esforço axial do pilar;

$nest$ numero de estacas incorporadas ao bloco do coroamento.

3 EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL EM CARATINGA - MINAS GERAIS: ESTUDO DE CASO

Para o estudo de caso foi escolhido a fundação de um edifício residencial, em construção, localizado na esquina da Rua Princesa Isabel com a Rua Professor Olinto, centro, Caratinga, Minas Gerais. O projeto do edifício é para oito pavimentos, sendo o térreo destinado a loja comercial, o segundo e terceiro pavimentos para garagem e os demais (terceiro a oitavo) para apartamentos, com área de construída de $3288.35m^2$.

As seguintes considerações foram adotadas para o dimensionamento das fundações do estudo e caso:

- a) Para os pilares de divisa, utilizar-se-á vigas de equilíbrios para as fundações tanto superficiais, quanto profundas;
- b) Em todos os elementos estruturais será utilizado o concreto C25 usinado;
- c) Em casos de sobreposição de fundações do tipo sapata, será considerado o dimensionamento de sapatas associadas;
- d) Todas as sapatas serão considerada do tipo rígida de altura constante;
- e) A tensão admissível do solo será conforme Item 2.7.1 (Determinação da tensão admissível – Método semiempírico de correlação com SPT);
- f) Válido o uso de viga alavanca entre os blocos de coroamento quando houver a necessidade;
- g) Será estudado os resultados das fundações obtidas com auxílio de software Cypecad versão 2016.o.

O presente trabalho visa comparar quesitos relacionados à execução e comportamentos do solo x fundação.

3.1 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Com os esforços nos pilares provenientes do software de cálculo estrutural (CYPECAD versão 2016.o), coerente à revisão bibliográfica apresentada temos: Quadro de cargas apresenta combinações que possibilitam visualizar, ações solicitantes de pior situação (peso próprio global, sobrecarga de utilização, cargas acidentais e vento) para dimensionamento (Tabela 7).

Tabela 7: Resumo de esforços axiais usados para dimensionamento.

Pilares	Seção (cm)		Cargas na fundação (t) Pp+Scu+Qa	Ações do vento (t) (X+Y)	Esforço axial máximo (t) Nmax	Pilares	Seção (cm)		Cargas na fundação (t) Pp+Scu+Qa	Ações do vento (t) (X+Y)	Esforço axial máximo (t) Nmax
	x	y					x	y			
P1	20	50	48.71	12.11	60.82	P16	60	20	163.11	25.32	188.43
P2	60	20	113.8	6.67	120.47	P17	20	70	55.46	6.16	61.62
P3	70	20	143.5	9.45	152.95	P18	20	100	56.6	3.62	60.22
P4	60	20	129.76	7.61	137.37	P19	50	20	158.93	7.19	166.12
P5	50	20	112.81	6.38	119.19	P20	20	40	102.17	3.15	105.32
P6	20	50	79.84	3.18	83.02	P21	20	80	149.13	3.61	152.74
P7	25	80	213.37	3.95	217.32	P22	20	100	264.4	2.16	266.56
P8	20	50	128.14	7.55	135.69	P23	20	100	272.08	3.61	275.69
P9	20	80	220.81	15.07	235.88	P24	20	100	286.45	3.25	289.70
P10	25	80	269.18	5.02	274.20	P25	20	60	139.67	2.41	142.08
P11	20	50	122.85	4.52	127.37	P26	40	20	34.26	2.23	36.49
P12	50	20	77.09	17.38	94.47	P27	40	20	35.2	2.35	37.55
P13	50	20	90.51	4.01	94.52	P28	40	20	31.37	2.83	34.20
P14	20	40	93.69	2.51	96.20	P29	40	20	25.47	2.5	27.97
P15	80	20	184.08	30.48	214.56	P30	40	20	15.73	2.85	18.58

Fonte: Elaborado pelos autores.

Onde:

Pp peso próprio dos elementos estruturais;

Scu sobrecarga de utilização;

Qa cargas acidentais;

Nmax força axial acrescida da força do vento.

O dimensionamento das sapatas serão baseadas no Item (2.7) adiante, onde são mencionados fórmulas que serão utilizadas neste capítulo.

3.1.1 Determinação da tensão admissível

Todas as sapatas possuem cota de assentamento na profundidade de 1.5m. Rebello (2008) salienta que o bulbo de pressões considera-se o dobro do maior lado da sapata, por questões de influência de uma fundação em outra e profundidade mínima que o solo precisa para dissipar as tensões, caso haja a existência de camada frágil abaixo dela. Estimou-se a influência do bulbo de pressões apresentado pela Tabela 8.

O ensaio SPT é necessário nesta etapa para obtermos o bulbo de pressões que equivale ao dobro do lado da sapata. Com uma cota de assentamento de 1.5m:

$$\frac{(16+10+13+18+15)}{5} = N_{spt} \text{ médio} = 14.4.$$

$$\sigma_{adm} = 2.88 \text{ kgf/cm}^2$$

Tabela 8: Bulbo de pressões nas sapatas.

Pilar	Dimensões da sapata (cm)		Bulbo de pressões σ_{solo} (kgf/cm ²)	Pilar	Dimensões da sapata (cm)		Bulbo de pressões σ_{solo} (kgf/cm ²)
	x	y			x	y	
P1	165	165	2.60	P18	120	180	2.85
P2	290	150	2.88	P19	190	370	2.88
P3	360	180	2.88	P20	100	200	2.88
P4	350	175	2.88	P21	210	270	2.65
P5	305	155	2.88	P22	260	380	2.88
P6	125	240	2.60	P23	260	380	2.88
P7	235	340	2.60	P24	270	400	3.90
P8	190	245	2.60	P25	175	350	2.88
P9	240	350	2.85	P26	185	185	2.60
P10	265	390	2.88	P27	170	90	2.85
P11	170	340	2.88	P28	160	85	2.85
P12	270	125	2.88	P29	140	70	2.60
P13	145	280	2.88	P30	145	145	2.60
P14	160	210	2.60	SA1	515	257.5	3.90
P17	120	170	2.60				

Fonte: Elaborado pelos autores.

O software Cypecad dimensiona a sapata à flexão, definindo as alturas para que não seja necessária armadura de compressão, a ferramenta computacional dispõe de recursos de forma que a tensão média não supere a do terreno, e a tensão máxima não supere um limite considerando combinações como: Vento e sismos. A Tabela 9 apresenta as dimensões das sapatas fornecidas pelo Cypecad.

Tabela 9: Dimensões das sapatas.

Pilares	Seção dos pilares (cm)		dimensão das sapatas (cm)		Sapatas (m^2)
	x	y	x	y	
P1	20	50	165	165	2.72
P2	60	20	290	150	4.35
P3	70	20	360	180	6.48
P4	60	20	350	175	6.13
P5	50	20	305	155	4.73
P6	20	50	125	240	3.00
P7	25	80	235	340	7.99
P8	20	50	190	245	4.66
P9	20	80	240	350	8.40
P10	25	80	265	390	10.34
P11	20	50	170	340	5.78
P12	50	20	270	125	3.38
P13	50	20	145	280	4.06
P14	20	40	160	210	3.36
P17	20	70	120	170	2.04
P18	20	100	120	180	2.26
P19	50	20	190	370	7.03
P20	20	40	100	200	2.00
P21	20	80	210	270	5.67
P22	20	100	260	380	9.88
P23	20	100	260	380	9.88
P24	20	100	270	400	10.80
P25	20	60	175	350	6.13
P26	40	20	185	185	3.42
P27	40	20	170	90	1.53
P28	40	20	160	85	1.36
P29	40	20	140	70	0.98
P30	40	20	145	145	2.10
Tensão admissível do solo $3\text{kgf}/m^2$					

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.1.2 Sapatas de divisa

Como houve sobreposição de sapatas centrais, uma possibilidade viável é transformá-la em sapata associada, para que os esforços sejam linearmente distribuídos, além da facilidade de encontrar o centro de gravidade dos pilares para com a sapata. As sobreposições de sapatas de divisa serão eliminadas, utilizando vigas de equilíbrio.

3.1.2.1 Vigas de equilíbrio

Nestes casos, o software Cypecad considera esforços com viga de equilíbrio com momentos e esforços transversais necessários para efeito de equilíbrio, não admite cargas sobre elas.

A memória de cálculo do software Cypecad propõe que critério de largura mínima seja ($\geq 1/20$ do vão) e altura mínima ($\geq 1/2$ vão). Os valores para verificação da flexão, geometrias mínimas e máximas atende a configuração padrão do software.

Em casos de verificações a esforços de torção e cisalhamento, há a opção de alongar os estribos até a face da sapata ou até o elemento de suporte. Este mecanismo não será adotado na existência de tais solicitações.

Na Tabela 10, é exposta a relação dos pilares com suas respectivas vigas de equilíbrio dimensionadas conforme Item (2.7.1.2) do presente estudo.

Tabela 10: Vigas de equilíbrio e suas respectivas dimensões.

Pilares	Seção dos pilares (cm)		Vinculação	Ref.	Dimensões vigas de equilíbrio (cm)	
	x	y			Largura	Altura
P1	20	50	P2	VQ1	40	60
			P6	VQ2	40	60
			P7	VQ3	40	60
P2	60	20	P7	VQ4	40	80
P3	70	20	P8	VQ5	40	90
P4	60	20	P5	VQ6	40	80
			P10	VQ7	40	85
P5	50	20	P10	VQ8	40	90
P6	20	50	P7	VQ9	40	60
P11	20	50	P10	VQ10	40	80
P13	50	20	P14	VQ11	40	70
P18	20	100	P19	VQ12	40	90
P20	20	40	P22	VQ13	40	60
P21	20	80	P26	VQ14	40	60
P22	20	100	P27	VQ15	40	60
P23	20	100	P28	VQ16	40	50
P24	20	100	P25	VQ17	40	90
			P29	VQ18	40	50
			P30	VQ19	40	50
P30	40	20	P29	VQ20	40	50

Fonte: Elaborado pelos autores.

As vigas de equilíbrio foram dimensionadas na condição de receber esforços por um extremo ou por ambos.

3.1.3 Sapatas associadas

O dimensionamento na condição de sapatas associadas se deve ao fato da sobreposição de sapatas, sendo viável uni-las. O Cypecad projetada a viga de rigidez (enrijecimento), com eixo passa pelo centro de cada pilar (Tabela 11).

Tabela 11: Sapatas Associadas.

Pilares	Seção dos pilares (cm)		Ref.	Cargas (tf)	Dimensões sapata associada (cm)		Área (m ²)
	x	y			x	y	
P15	80	20	SA1	214.56	515.0	257.5	13.26
P16	60	20		188.43			
					Momentos (t*m)		
					120.88	147.99	
					Cortante (t)		
					64.47	108.63	

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.1.4 Determinação da altura das sapatas

A altura das sapatas serão do tipo rígido conforme Item (2.6.6.1.b) do presente estudo. As armaduras que chegam a fundação serão analisadas para o cálculo do comprimento de ancoragem.

O software Cypecad considera para ancoragem os valores que a NBR 6118:2014 estabelece. Em relação às dobras, o comprimento vertical mínimo é em função da bitola e do tipo de aço conforme Tabela 12.

Tabela 12: Comprimento após a dobra.

Diâmetro Ø (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≥ 20	10 Ø	10.5 Ø	11 Ø
>20	10.5 Ø	12 Ø	Não existe

Fonte: Memória de calculo Cypecad.

Nos relatórios finais de calculo, é importante a representação do espaço para ancoragem das armaduras calculadas conforme bitola do pilar. O software aumenta essas alturas em casos onde as combinações com sismo são consideradas. Na tabela Tabela 13, podem ser observado o comprimento de ancoragem:

Tabela 13: Comprimentos de Ancoragem.

Pilares	Dimens. das sapatas (cm)		Altura (cm)	Esp. para ancorar arranques (cm)	Pilares	Dimens. das sapatas (cm)		Altura (cm)	Esp. para ancorar arranques (cm)
	x	y				x	y		
P1	165	165	65	59	P17	120	170	35	29
P2	290	150	80	73	P18	120	180	90	83
P3	360	180	100	93	P19	190	370	120	114
P4	350	175	100	93	P20	100	200	60	54
P5	305	155	90	83	P21	210	270	65	59
P6	125	240	65	59	P22	260	380	95	89
P7	235	340	90	83	P23	260	380	95	88
P8	190	245	80	73	P24	270	400	100	94
P9	240	350	90	84	P25	175	350	100	94
P10	265	390	105	98	P26	185	185	60	54
P11	170	340	100	94	P27	170	90	60	54
P12	270	125	60	54	P28	160	85	50	44
P13	145	280	80	73	P29	140	70	50	44
P14	160	210	70	64	P30	145	145	50	44

Fonte: Elaborado pelos autores.

Esta ancoragem garantirá que os esforços entre aço e concreto sejam compatíveis com as deformações previsíveis. Portanto, tal fixação complementa a barra do pilar interrompida em sua base transferindo os esforços onde concretos trabalha como característica principal (compressão). Esta solução na engenharia é viável, porque aço e concreto possui alta aderência, ou seja, com comportamentos próximos e suas respectivas características intrínsecas.

O resumo das seções das sapatas, pode ser observado pela Tabela 14:

Tabela 14: Resumo dos elementos de fundação.

Pilares	Seção dos Pilares (cm)		Dimensões das sapatas (cm)		Altura (cm)	Obs:
	x	y	x	y		
P1	20	50	165	165	65	Sapata divisa
P2	60	20	290	150	80	Sapata divisa
P3	70	20	360	180	100	Sapata divisa
P4	60	20	350	175	100	Sapata divisa
P5	50	20	305	155	90	Sapata divisa
P6	20	50	125	240	65	Sapata divisa
P7	25	80	235	340	90	
P8	20	50	190	245	80	
P9	20	80	240	350	90	
P10	25	80	265	390	105	
P11	20	50	170	340	100	Sapata divisa
P12	50	20	270	125	60	
P13	50	20	145	280	80	Sapata divisa
P14	20	40	160	210	70	
P17	20	70	120	170	35	
P18	20	100	120	180	90	
P19	50	20	190	370	120	Sapata divisa
P20	20	40	100	200	60	Sapata divisa
P21	20	80	210	270	65	
P22	20	100	260	380	95	
P23	20	100	260	380	95	
P24	20	100	270	400	100	
P25	20	60	175	350	100	Sapata divisa
P26	40	20	185	185	60	Sapata divisa
P27	40	20	170	90	60	Sapata divisa
P28	40	20	160	85	50	Sapata divisa
P29	40	20	140	70	50	Sapata divisa
P30	40	20	145	145	50	Sapata divisa
P15	80	20	515	257.5	70	Sapata associada
P16	60	20				

Fonte: Elaborado pelos autores.

A representação no Cypecad (Figura 38) das posições das sapatas ao locais no terreno.

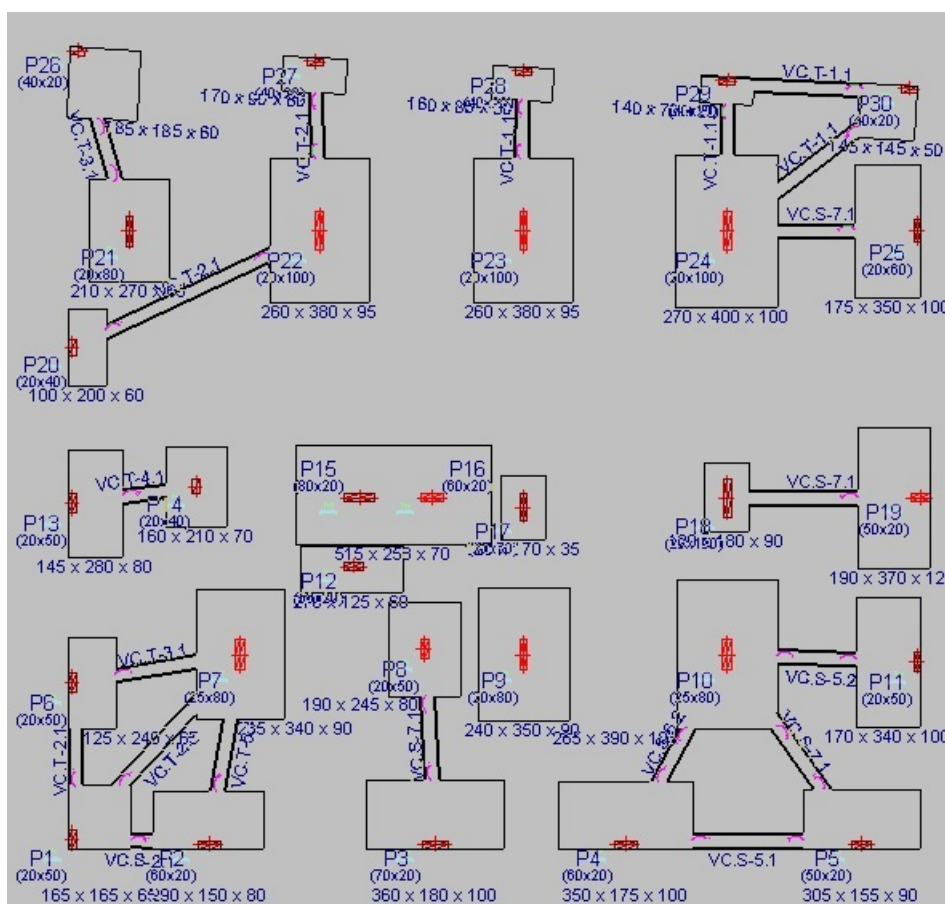


Figura 38: Locação das sapatas e das vigas de equilíbrio no Cypecad.

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.1.5 Dimensionamento das armaduras para os esforços de tração das sapatas

O dimensionamento das armaduras atendem as exigências das normas vigentes, é importante destacar que a revisão bibliográfica está em conformidade com o memorial de calculo do software Cypecad. Portanto, o propósito destaca que a metodologia é similar, embora o software tenha um poder de decisão alto. Os resultados dos esforços obtidos e expreso pela Tabela 15:

Tabela 15: Esforços totais nas sapatas.

Pilares	Cortante (tf)		Momento fletor (t*m)		Pilares	Cortante (tf)		Momento fletor (t*m)	
	Tx	Ty	Mx	My		Tx	Ty	Mx	My
P1	32.99	20.14	0	0	P18	0	0	5.94	6.98
P2	33.88	41.24	38.67	0	P19	1.45	43.43	0	113.9
P3	36.54	50.62	86.35	0	P20	10.73	11.58	0	5.89
P4	34.75	33.69	86.21	0	P21	35.03	38.14	47.35	42.77
P5	24.97	43.73	52.79	0	P22	46.44	54.25	108.06	118.68
P6	29.24	23.82	0	22.01	P23	44.97	56.47	110.91	125.75
P7	42.37	62.76	64.79	78.29	P24	78.4	54.82	110.64	125.92
P8	7.97	52.32	28.94	31.68	P25	44.58	34.78	0	81.08
P9	33.83	46.5	84.54	99.06	P26	5.77	24.48	-6.67	0
P10	81.53	99.82	103.4	98.27	P27	3.76	7.99	9.23	0
P11	25.72	33.92	0	77.64	P28	5.1	9.3	7.24	0
P12	25.39	3.15	31.71	13.91	P29	3.59	0.44	4.39	0
P13	24.91	27.39	0	40.87	P30	7.99	1.61	0	-2.37
P14	34.98	11.59	18.07	23.16	P15-P16	64.47	108.63	120.88	147.99
P17	14.22	10.84	9.83	9.65					

Fonte: Elaborado pelos autores.

O software Cypecad verifica a ancoragem nos extremos da armadura, colocando ganchos para melhorar as condições de ancoragem. O dimensionamento à flexão acrescenta alturas com o intuito de não usar armadura à compressão, porém podemos verificar o uso desta armadura nas sapatas P26 e P30. Este esquema pode ser representado pela Figura 39.

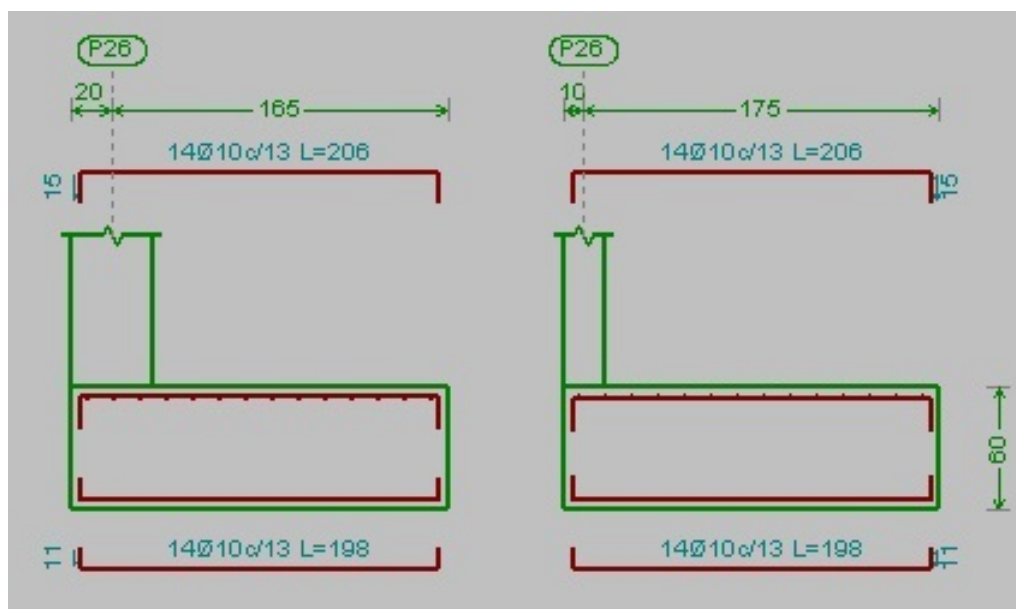


Figura 39: Sapata do projeto: P26.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Comuns em sapatas excêntricas, o diagrama de tensões que não ocupa toda a sapata poderá aparecer trações na sua face superior sendo necessário o uso de armadura superior.

Adiante, as disposições das armaduras são verificadas com separações mínimas, o memorial de cálculo do Cypecad possui um valor prático de 10 cm que será mantido.

Será feito a representação das disposições finais das armaduras para as sapatas P7, P9, P12, P23 e P28 pela Tabela 16. Demais disposições podem ser visualizadas no Anexo C.

Tabela 16: Disposição de armaduras sobre as sapatas.

Sapata	Disposição	Bitola (mm)	Números de barras	Espaçamento (cm)
P7	x	16	15	22
	y	16	11	22
P9	x	16	16	22
	y	12.5	21	11
P12	x	12.5	11	11
	y	10	20	13
P23	x	16	18	21
	y	16	15	17
P28	x	12.5	4	24
	y	12.5	7	24

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.1.6 Dimensionamento das armaduras das vigas de equilíbrio

As vigas de equilíbrio apresentam verificações e dimensionamentos como elemento de concreto armado, já que as solicitações são similares a vigas comuns. O memorial de cálculo do software admite um critério importante, a altura relativa entre ambos os elementos estruturais são nivelados pela face superior ou inferior.

Nos casos onde as ligações entre os elementos de fundação não são ortogonais entre si, é disposto à tolerância de um ângulo de 15° ao entrar pelo bordo da sapata.

Assim como no dimensionamento dos elementos estruturais, na Tabela 17 mostra a disposição das barras nas vigas, é importante destacar que os estribos são distribuídos no limite das faces dos elementos estruturais, essa definição auxilia no processo de montagem e execução (Figura 40).

Tabela 17: Disposição das armaduras das vigas de equilíbrio.

Viga de equilíbrio	Disposição das armaduras			
	Superior	Inferior	Pele	Estribos (cm)
VQ1	4Ø20	4Ø20	1x2Ø12.5	4xØ8 c/20
VQ2	4Ø20	3Ø12.5	1x2Ø12.5	9xØ8 c/20
VQ3	4Ø20	3Ø12.5	1x2Ø12.5	9xØ8 c/20
VQ4	6Ø25	3Ø12.5	2x2Ø12.5	11xØ8 c/20
VQ5	8Ø25	8Ø25	2x2Ø12.5	12xØ8 c/20
VQ6	6Ø25	6Ø25	2x2Ø12.5	16xØ8 c/20
VQ7	7Ø25	7Ø25	2x2Ø12.5	9xØ10 c/20
VQ8	8Ø25	8Ø25	2x2Ø12.5	12xØ8 c/20
VQ9	5Ø25	3Ø12.5	1x2Ø12.5	12xØ8 c/20
VQ10	6Ø25	6Ø25	2x2Ø12.5	12xØ10 c/20
VQ11	6Ø25	3Ø12.5	1x2Ø12.5	7xØ8 c/20
VQ12	8Ø25	8Ø25	2x2Ø12.5	16xØ8 c/20
VQ13	4Ø20	3Ø12.5	1x2Ø12.5	25xØ8 c/20
VQ14	5Ø25	3Ø12.5	1x2Ø12.5	10xØ8 c/20
VQ15	4Ø20	3Ø12.5	1x2Ø12.5	10xØ8 c/20
VQ16	4Ø16	3Ø12.5	1x2Ø12.5	10xØ8 c/20
VQ17	8Ø25	8Ø25	2x2Ø12.5	11xØ8 c/20
VQ18	4Ø16	3Ø12.5	1x2Ø12.5	8xØ8 c/20
VQ19	4Ø16	3Ø12.5	1x2Ø12.5	15xØ8 c/20
VQ20	4Ø16	3Ø12.5	1x2Ø12.5	16xØ8 c/20

Fonte: Elaborado pelos autores.

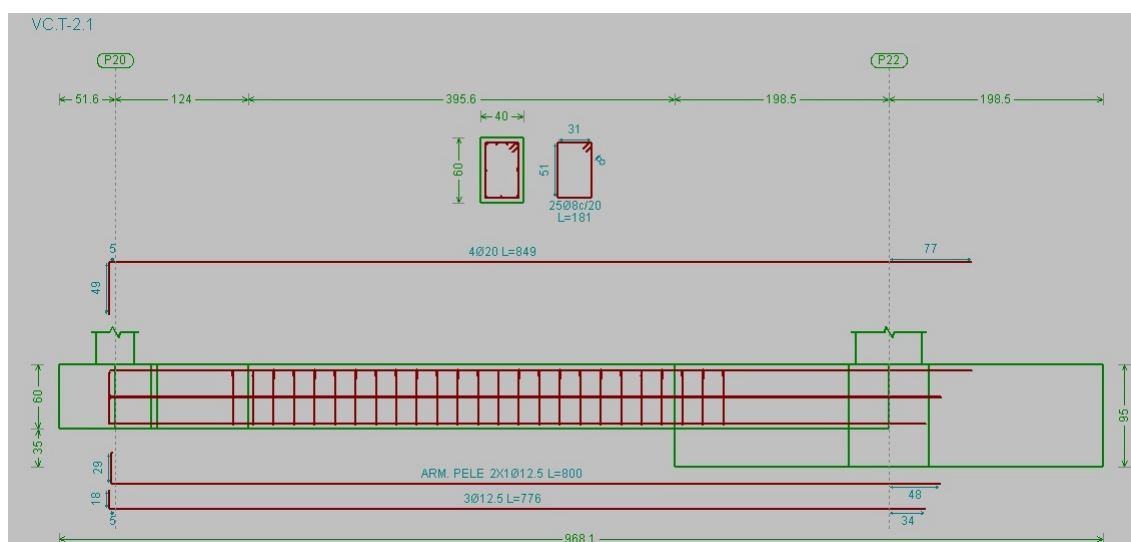


Figura 40: Detalhes do processo de montagem dos estribos.

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.2 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS

O presente trabalho analisa os quantitativos de serviços e materiais incluindo suas perdas (10%) nos canteiros de obra. Esta majoração é necessária devido a perdas com corte e manuseio das barras de aço.

3.2.1 Volume de escavação

O volume de escavação de abertura das valas para a execução das sapatas é influenciado pelo tipo de solo a ser escavado que impacta diretamente nos custos. Para a escavação do projeto em estudo, as valas foram abertas com uma folga de cinco centímetros para facilitar a colocação da forma. Os valores previstos para escavação estão representados na Tabela 18.

Tabela 18: Volume total de escavação das sapatas.

Pilares	Dimensões das sapatas (cm)		Seção de escavação (cm)		Volume escavado (m^3)	Pilares	Dimensões das sapatas (cm)		Seção de escavação (cm)		Volume escavado (m^3)
	x	y	x+5	y+5			x	y	x+5	y+5	
P1	165	165	170	170	4.34	P18	120	180	125	185	3.47
P2	290	150	295	155	6.86	P19	190	370	195	375	10.97
P3	360	180	365	185	10.13	P20	100	200	105	205	3.23
P4	350	175	355	180	9.59	P21	210	270	215	275	8.87
P5	305	155	310	160	7.44	P22	260	380	265	385	15.30
P6	125	240	130	245	4.78	P23	260	380	265	385	15.30
P7	235	340	240	345	12.42	P24	270	400	275	405	16.71
P8	190	245	195	250	7.31	P25	175	350	180	355	9.59
P9	240	350	245	355	13.05	P26	185	185	190	190	5.42
P10	265	390	270	395	10.00	P27	170	90	175	95	2.49
P11	170	340	175	345	9.07	P28	160	85	165	90	2.23
P12	270	125	275	130	5.36	P29	140	70	145	75	1.63
P13	145	280	150	285	6.41	P30	145	145	150	150	3.38
P14	160	210	165	215	5.32	SA1	515	257.5	520	262.5	20.475
P17	120	170	125	175	3.28	Total escavado =					240.39

Fonte: Elaborado pelos autores.

Observações:

h (profundidade da vala) = 1.5m;

Lastro de concreto magro para o assentamento do elemento estrutural está acima da cota de fundação adotada.

Para as vigas de equilíbrio, presente nos níveis de fundação será acrescido 5 cm extras de escavação para os procedimentos de nivelamento otimizado, compactação e aplicação do lastro de concreto magro, divergindo do raciocínio das sapatas, pois a profundidade já é suficiente para atender das necessidades do projeto. No caso das laterais, conforme Abbad (2014), solos com boa compacidade há menos riscos de o solo ceder no processo de execução, no ensaio SPT

atende este requisito. O comprimento aproximado indica de face a face dos elementos estruturais. A representação da Tabela 19 mostra os dados referentes à escavação.

Tabela 19: Volume total de escavação das vigas de equilíbrio.

Vigas de equilíbrio	Dimensões			Seção de escavação (m)	Volume escavado (m^3)
	comprimento (m)	largura (m)	altura (m)	altura (b + 0.05)	
VQ1	0.59	0.40	0.60	0.65	0.15
VQ2	1.48	0.40	0.60	0.65	0.38
VQ3	3.28	0.40	0.60	0.65	0.85
VQ4	1.82	0.40	0.80	0.85	0.62
VQ5	2.20	0.40	0.90	0.95	0.84
VQ6	2.92	0.40	0.80	0.85	0.99
VQ7	1.57	0.40	0.85	0.90	0.57
VQ8	1.94	0.40	0.90	0.95	0.74
VQ9	2.12	0.40	0.60	0.65	0.55
VQ10	2.07	0.40	0.80	0.85	0.70
VQ11	1.11	0.40	0.70	0.75	0.33
VQ12	2.82	0.40	0.90	0.95	1.07
VQ13	4.74	0.40	0.60	0.65	1.23
VQ14	1.66	0.40	0.60	0.65	0.43
VQ15	1.70	0.40	0.60	0.65	0.44
VQ16	1.50	0.40	0.50	0.55	0.33
VQ17	2.00	0.40	0.90	0.95	0.76
VQ18	1.30	0.40	0.50	0.55	0.29
VQ19	2.70	0.40	0.50	0.55	0.59
VQ20	2.84	0.40	0.50	0.55	0.62
Total escavado =					12.50

Fonte: Elaborado pelos autores.

Portanto, com todas informações das sapatas e vigas de equilíbrio, considerou-se comprimentos aproximados de face a face dos elementos de fundação e solo de boa compactidade conforme Anexo B, o volume total de escavação:

- Volume total de escavação das sapatas: $241m^3$
- Volume total de escavação para as vinte vigas de equilíbrio: $12.50m^3$
- O volume total sendo a soma dos itens anteriores: $\approx 254m^3$.

3.2.1.1 Tempo de escavação

A determinação do tempo de escavação é embasada na Composição de Preços para Orçamentos fornecidos pela PINI. Ideal para orçamentos e comparativos de custos de edificações e infraestrutura. A produtividade dos serviços prestados para a escavação das fundações superficiais se dá pelo coeficiente de rendimento do operário ($0,313m^3/h$), conforme observado nas tabelas de coeficiente e custos unitários no Anexo E. Considerou-se dois operários para

realização da escavação. O volume de escavação divide-se pelo rendimento dos operários, para as sapatas e vigas de equilíbrio (Tabela 20).

Tabela 20: Tempo de escavação sapatas e vigas de equilíbrio.

Rendimento/servente =	0.313m ³ /h	
Nº de serventes =	2	
Elemento estrutural	Volume total (m ³)	Tempo de escavação (h)
Sapatas	241	385
Vigas de equilíbrio	12.5	20
Total (h) =		405
Total (dias) =		51

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.2.2 Quantitativo de fôrmas

Elemento importante na construção civil que molda a geometria dos elementos estruturais. As perdas de fôrmas podem ser altas, devido aprumos e nivelamentos equivocados, logo um aumento de concreto e a armadura serão distribuídos de maneira não alinhada.

A sapatas tem dimensões variadas, logo as fôrmas estão sujeitas a maiores erros no processo de corte e fixação. A quantidade de fôrmas em sapatas é exposto na Tabela 21.

Tabela 21: Quantitativo de forma das sapatas.

Pilares	Fôrmas (m ²)	Pilares	Fôrmas (m ²)
P1	3.57	P18	5.04
P2	6.48	P19	13.08
P3	10.44	P20	3.36
P4	9.84	P21	6.00
P5	7.60	P22	11.68
P6	4.27	P23	11.96
P7	9.55	P24	12.64
P8	6.64	P25	10.14
P9	10.62	P26	4.20
P10	12.73	P27	2.88
P11	9.88	P28	2.25
P12	4.74	P29	1.70
P13	6.52	P30	2.50
P14	4.90	P15-P16	10.81
P17	2.03		
Total de fôrmas =			208.05

Fonte: Elaborado pelos autores.

É interessante analisar, que a sapata associada (P15-P16) obteve 10.81m² de forma, enquanto sapatas isoladas (P10) obteve maior área de fôrma. Deve-se ao fato de que, em alguns casos as solicitações de projeto são inerentes ao fator econômico, por exemplo, no projeto em

estudo existem vagas de garagem, obviamente, se a distribuição de pilares na garagem não intervissem em tais solicitações de projeto (vagas de garagem), a distribuição de pilares ao solo a distribuições seriam mais condizentes economicamente.

Para o calculo do quantitativo das vigas de equilíbrio, dado pela Tabela 22.

Tabela 22: Quantitativo de fôrma vigas de equilíbrio.

Vigas de equilíbrio	Fôrmas (m^2)	Vigas de equilíbrio	Fôrmas (m^2)
VQ1	0.71	VQ11	1.55
VQ2	1.8	VQ12	5.08
VQ3	3.5	VQ13	5.7
VQ4	3.06	VQ14	1.99
VQ5	4.21	VQ15	2.08
VQ6	4.68	VQ16	1.54
VQ7	2.67	VQ17	3.59
VQ8	3.68	VQ18	1.34
VQ9	2.55	VQ19	2.7
VQ10	3.32	VQ20	2.84
Total de fôrmas =			58.59

Fonte: Elaborado pelos autores.

O quantitativo total de fôrmas nos elementos de fundação é dado por:

- Vigas de equilíbrio: $58.59m^2$
- Sapatas isoladas e associadas: $208.05m^2$
- Total de fôrmas: $\approx 267m^2$

Observação: O software dispõe em sua instalação padrão o calculo do total de perdas equivalente a 10%.

3.2.3 Volume de concreto

O conhecimento do volume de concreto é fundamental para evitar perdas ou falta de concreto. Cálculo comum em utilizado em lajes de concreto vindo de centrais, onde os cálculos devem ser minuciosos.

Foi aplicado o valor padrão do software (Figura 41) para o lastro de concreto conforme instalação padrão de 5cm para sapatas e vigas de equilíbrio supracitado no trabalho em estudo.

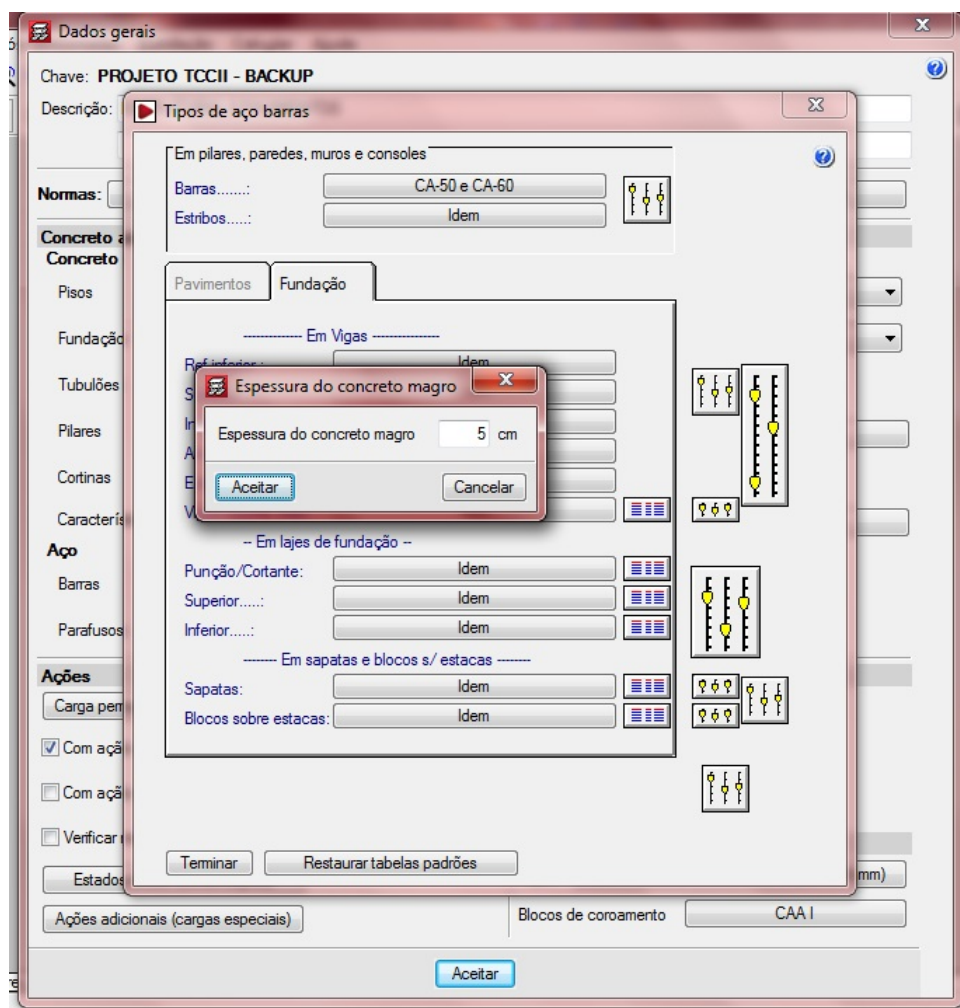


Figura 41: Valor do lastro de concreto.

Fonte: Elaborado pelos autores.

O Cypecad dispõe de três "tipos de concreto": O de uso geral onde ($\gamma f=1.4$) feito sobre dosagens rigorosas no local de execução com padiolas e afins, com condições desfavoráveis ($\gamma f=1.5$) feito sob condições de execução locais elaborado pelos operários que dosam o concreto de acordo com os recipientes de medições locais, geralmente latas de dezoito litros e o usinado com controle rigoroso ($\gamma f=1.3$) este último é o que consta no nosso presente estudo principalmente pelo seu rigor de dosagem e em obras grandes é o mais apropriado.

O Anexo A representa a disposição das fôrmas e suas respectivas locações. O volume total de concreto é observado pela Tabela 23.

Tabela 23: Volume de concreto das sapatas.

Pilares	Concreto (m^3)		Pilares	Concreto (m^3)	
	C25, usina.rigor	limpeza		C25, usina.rigor	limpeza
P1	1.77	0.14	P18	1.94	0.11
P2	3.48	0.22	P19	8.44	0.35
P3	6.48	0.32	P20	1.20	0.10
P4	6.13	0.31	P21	3.69	0.28
P5	4.25	0.24	P22	9.39	0.49
P6	1.95	0.15	P23	9.39	0.49
P7	7.19	0.40	P24	10.80	0.54
P8	3.72	0.23	P25	6.13	0.31
P9	7.56	0.42	P26	2.05	0.17
P10	10.85	0.52	P27	0.92	0.08
P11	5.78	0.29	P28	0.68	0.07
P12	2.03	0.17	P29	0.49	0.05
P13	3.25	0.20	P30	1.05	0.11
P14	2.35	0.17	P15-P16	9.28	0.66
P17	0.71	0.10	Total de concreto =		132.95

Fonte: Elaborado pelos autores.

O software possui uma informação interessante que é a “limpeza”, se refere ao espaço utilizado para que as fôrmas recebam o concreto garantindo o nivelamento, instalação e preenchimento de todos os espaços dentro da fôrma.

O mesmo processo é realizado para as vigas de equilíbrio, vide Tabela 24.

Tabela 24: Volume de concreto das vigas de equilíbrio.

Pilares	Concreto (m^3)		Pilares	Concreto (m^3)	
	C25, usina.rigor	limpeza		C25, usina.rigor	limpeza
VQ1	0.14	0.01	VQ11	0.31	0.02
VQ2	0.36	0.03	VQ12	1.02	0.06
VQ3	0.7	0.06	VQ13	1.14	0.09
VQ4	0.61	0.04	VQ14	0.4	0.03
VQ5	0.84	0.04	VQ15	0.42	0.03
VQ6	0.94	0.06	VQ16	0.31	0.03
VQ7	0.53	0.03	VQ17	0.72	0.04
VQ8	0.74	0.04	VQ18	0.27	0.03
VQ9	0.51	0.04	VQ19	0.54	0.05
VQ10	0.66	0.04	VQ20	0.57	0.06
Total de concreto =					11.73

Fonte: Elaborado pelos autores.

O lastro de concreto magro é dado pela área da sapata com a espessura de nivelamento para o projeto. Nas sapatas multiplica-se a área pela espessura do lastro e para as vigas de

equilíbrio é multiplicado com comprimento pela largura e em seguida pela espessura do lastro, conforme Tabelas 25 e 26.

Tabela 25: Volume de concreto magro em sapatas.

Sapatas	Seção (cm)		Vol. concreto magro (m^3)	Sapatas	Seção (cm)		Vol. concreto magro (m^3)
	x	y			x	y	
P1	165	165	0.14	P18	120	180	0.11
P2	290	150	0.22	P19	190	370	0.35
P3	360	180	0.32	P20	100	200	0.10
P4	350	175	0.31	P21	210	270	0.28
P5	305	155	0.24	P22	260	380	0.49
P6	125	240	0.15	P23	260	380	0.49
P7	235	340	0.40	P24	270	400	0.54
P8	190	245	0.23	P25	175	350	0.31
P9	240	350	0.42	P26	185	185	0.17
P10	265	390	0.52	P27	170	90	0.08
P11	170	340	0.29	P28	160	85	0.07
P12	270	125	0.17	P29	140	70	0.05
P13	145	280	0.20	P30	145	145	0.11
P14	160	210	0.17	P15-P16	515	257.5	0.66
P17	120	170	0.10	Total =			7.68

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 26: Volume de concreto magro em vigas de equilíbrio.

Vigas de equilíbrio	Seção (m)		Vol. concreto magro (m^3)	Vigas de equilíbrio	Seção (m)		Vol. concreto magro (m^3)
	comp.	altura			comp.	altura	
VQ1	0.59	0.40	0.01	VQ11	1.11	0.40	0.02
VQ2	1.48	0.40	0.03	VQ12	2.82	0.40	0.06
VQ3	3.28	0.40	0.07	VQ13	4.74	0.40	0.09
VQ4	1.82	0.40	0.04	VQ14	1.66	0.40	0.03
VQ5	2.20	0.40	0.04	VQ15	1.70	0.40	0.03
VQ6	2.92	0.40	0.06	VQ16	1.50	0.40	0.03
VQ7	1.57	0.40	0.03	VQ17	2.00	0.40	0.04
VQ8	1.94	0.40	0.04	VQ18	1.30	0.40	0.03
VQ9	2.12	0.40	0.04	VQ19	2.70	0.40	0.05
VQ10	2.07	0.40	0.04	VQ20	2.84	0.40	0.06
Total =							0.85

Totais [(vigas + sapatas (tabela 20)) =	8.53
---	------

Fonte: Elaborado pelos autores.

Por fim, temos o quantitativo final de concreto é apresentado abaixo:

- Volume final de concreto para sapatas de fundação: $132.95m^3$
- Volume de concreto final para vigas de equilíbrio: $11.73m^3$
- Total de concreto: $\approx 145m^3$
- Lastro de concreto magro: $8.53m^3$

3.2.4 Volume de reaterro

Conforme Abbad (2014), o cálculo para reaterro (V_r), é apresentado pela equação (3.1).

$$V_r = V_e - (V_c + V_{cm}) \quad (3.1)$$

Onde:

V_e volume total de escavação;

V_c volume total de concreto;

V_{cm} volume total de concreto magro.

Portanto, utilizando a equação anterior, temos:

$$V_r = 254 - (145 + 8.53)$$

$$V_r = 117.53m^3 \approx 118m^3$$

No presente trabalho não foi considerado taxas de empolamento, valor que consiste no aumento de volume causado pelo maior espaçamento entre os grãos pela extração da terra. Deve-se ao fato de que haverá uma futura compactação.

3.2.5 Volume bota-fora

Para o cálculo do volume de bota fora (V_{bf}), Abbad (2014) indica a seguinte equação (3.2):

$$V_{bf} = V_e - V_r \quad (3.2)$$

$$V_{bf} = 254 - 118 = 136m^3$$

Onde:

V_r volume total de reaterro;

Observe que neste caso, trata-se de um material inconsolidado e não são uteis de imediato. Tal material pode ser remobilizado a aterro em outras obras. Para avaliação do volume para transporte do bota-fora, consideraremos o fator de empolamento, pois o caminhão que futuramente transportará o solo descompactado.

Conforme ensaio de solo SPT (Anexo B), será considerado como solo de caráter argila-siltosa. Segundo Mattos (2014) as taxas de empolamento para os solos são:

- Rocha detonada - 50%
- Solo argiloso - 40%

- Terra comum - 25%
- Solo arenoso seco - 12%

É sabido que os solos nunca apresentam composição única, Botelho e Carvalho (2007). Portanto, consideraremos uma taxa de empolamento de 30% solo argilo-siltoso para (equação 3.2) volume de bota-fora.

$$V_{bf,e} = 136 + (136 * 30\%)$$

$$V_{bf,e} = 177m^3$$

Onde:

$V_{bf,e}$ volume de bota-fora com fator de empolamento.

3.2.6 Quantitativo de aço

O software possui em sua instalação padrão um acréscimo referente a perdas de aço (Figura 42) proveniente de emendas, erros de montagens, dobras, cortes e afins. As barras de aço nem sempre vem na medida exata, essas falhas possibilitam erros que correspondem a tal acréscimo.

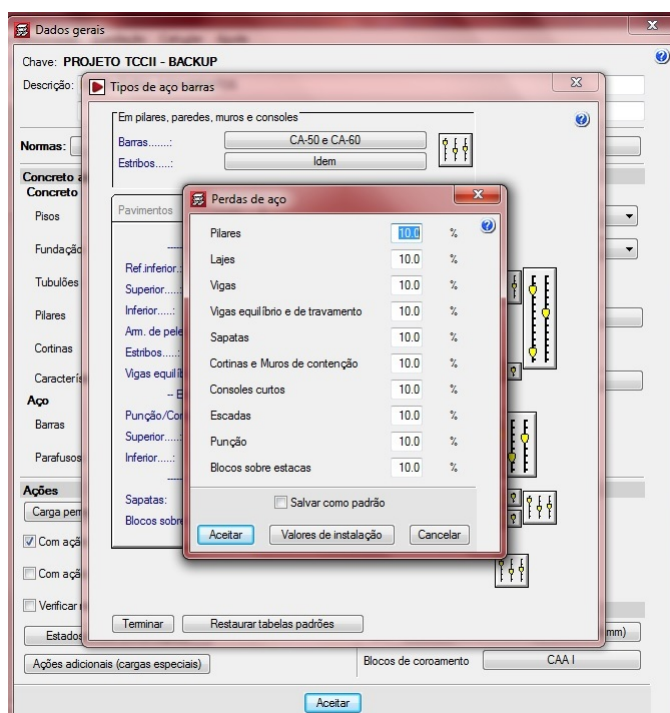


Figura 42: Instalações Cypecad.

Fonte: Elaborado pelos autores.

O quantitativo de aço é importante para o gerenciamento de projetos, possível futuro objeto de estudo na construção civil. É observado na Tabela 27 o quantitativo final de aço no estudo de caso.

Tabela 27: Quantitativo de aço.

	CA-50 (kg)						Total	CA-60 (kg)	Total
	Ø8	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Ø25		Ø5	
Sapatas		327.7	769.65	2585.62			3682.97	23.7	23.7
Vigas de equilíbrio	186.64	32.5	569.93	154.48	402.53	3682.15	5028.23		

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.2.7 Orçamento detalhado da fundação superficial

A relação abaixo corresponde ao detalhamento de cada etapa de execução das fundações superficiais. Os custos unitários conforme Anexo E. Conforme mostra a Tabela 28.

Tabela 28: Detalhamento dos custos por etapa de execução.

Fundações superficiais					
Item	etapa da obra	Qtd.	Unid.	Preço unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1	Escavação	254.00	m ³	18.28	4,643.12
2	Lastro de concreto	8.53	m ³	144.63	1,233.69
3	Concretagem	145.00	m ³	323.77	46,946.65
4	Fôrmas de madeira	267.00	m ²	30.04	8,020.68
5	Armação	8735.00	kg	6.57	57,388.95
6	Reaterro	118.00	m ³	0.82	96.76
7	Bota fora	136.00	m ³	20.00	2,720.00
Σ =					121,049.85

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO PROFUNDA

Como mencionado anteriormente no Item (2.11), as fundações profundas presentes neste trabalho serão do tipo estaca pré-moldada de concreto, e o método a ser utilizado para estimar a capacidade de carga do solo para as estacas será o de Aoki-Velloso (1975).

3.3.1 Capacidade de carga das estacas

Seguindo as equações de Aoki-Velloso descritas no Item (2.11.1), baseadas no ensaio SPT presente no Anexo B, pode-se calcular a carga admissível de acordo com o diâmetro da estaca. Adotou-se a profundidade de 6m à profundidade das estacas devido a carga admissível do solo e a limitação da sondagem. Observado na Tabela 29.

Tabela 29: Carga admissível das estacas de acordo com o diâmetro.

Dimensão (cm)	Capacidade de carga (tf)
20 x 20	36.8
23 x 23	44.9
26.5 x 26.5	54.9
30 x 30	65.5

Fonte: Elaborado pelos autores.

Entretanto verifica-se que os valores calculados são inferiores aos limites de carga admissível mensurados no Item (2.11.2). Portanto serão utilizados os valores representados na tabela anterior.

Conhecendo a capacidade de carga de cada diâmetro podem-se determinar os diâmetros de estacas para os pilares em questão, o que se pode observar na Tabela 30.

Tabela 30: Determinação dos diâmetros das estacas.

Pilares	Seção do pilar (cm)		Nmax (tf)	ϕ est. (cm)	Pilares	Seção do pilar (cm)		Nmax (tf)	ϕ est. (cm)
	x	y				x	y		
P1	20	50	60.82	30	P16	60	20	188.43	4X30
P2	60	20	120.47	2X30	P17	20	70	61.62	30
P3	70	20	152.95	2x50	P18	20	100	60.22	30
P4	60	20	137,37	3X26.5	P19	50	20	166.12	3X30
P5	50	20	119.19	2X30	P20	20	40	105.32	2X26.5
P6	20	50	83.02	2X26,5	P21	20	80	152.74	3X30
P7	25	80	217.32	4X30	P22	20	100	266.56	5X30
P8	20	50	135.69	3X26.5	P23	20	100	275.69	5X30
P9	20	80	235.88	4X30	P24	20	100	289.7	5X30
P10	25	80	274.2	5X30	P25	20	60	142.08	3X30
P11	20	50	127,37	2x30	P26	40	20	36,49	23
P12	50	20	94.47	2X26.5	P27	40	20	37.55	23
P13	20	50	94.52	2X30	P28	40	20	34.2	23
P14	20	40	96.2	2X26.5	P29	40	20	27.97	23
P15	80	20	214.56	4X30	P30	40	20	18.58	23

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3.2 Blocos sobre estacas

Conforme demonstrado no Item (2.12), para o dimensionamento dos blocos deve obedecer alguns parâmetros de espaçamento entre as estacas e a posição do pilar em relação ao centro do bloco.

Será feita a representação das dimensões para os blocos P7, P9, P12, P23 e P28 pela Tabela 31. No Anexo C, têm-se as dimensões de todos os blocos em planta e diâmetros das estacas do seu respectivo pilar.

Tabela 31: Dimensões dos blocos.

Pilares	Bloco	Nº de estacas	Dimensão (cm)	Dimensões dos blocos (cm)		
				x	y	h
P7	Bloco 1	4	30	136	136	105
P9	Bloco 2	4	30	135	135	165
P12	Bloco 3	2	26,5	144	78	70
P23	Bloco 4	5	30	135	135	145
P28	Bloco 5	1	23	73	73	35

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3.3 Dimensionamento das armaduras

3.3.3.1 Armadura dos blocos de coroamento

O dimensionamento das armaduras dos blocos de coroamento citados acima será detalhado na Tabela 32 a seguir:

Tabela 32: Disposição das armaduras dos blocos P7, P9, P12, 23 e P28.

Bloco	Disposição	bitola (mm)	nº de barras	esp. (cm)	Bloco	Disposição	bitola (mm)	nº de barras	esp. (cm)
P7	X (INF)	12	3	10	P12	X (INF)	16	6	10
	Y (INF)	12	3	10		Y (INF)	-	-	-
	X (SUP)	12	8	20		X (SUP)	10	5	-
	Y (SUP)	12	8	20		EST. H.	12	8	-
	PER.	10	12	-		EST. V.	10	12	21
	PAR. X	12	6	-		Bloco	Disposição	bitola (mm)	nº de barras
	PAR. Y	12	5	-	X (INF)		20	4	15
Bloco	Disposição	bitola (mm)	nº de barras	espaçamento (cm)	P9	Y (INF)	16	4	15
P23	X (INF)	16	14	10		X (SUP)	10	6	30
	Y (INF)	16	14	15		Y (SUP)	10	6	30
	X (SUP)	-	-	-		PER.	10	16	-
	Y (SUP)	-	-	-		PAR. X (INF)	16	4	-
	PER.	10	16	-		PAR. X (SUP)	12	3	-
	PAR. X (INF)	20	3	-		PAR. Y (INF)	20	4	-
	PAR. X (SUP)	-	-	-		PAR. Y (SUP)	12	2	-
	PAR. Y (INF)	16	6	-					
	PAR. Y (SUP)	-	-	-					
	VIGA DIA.	16	6	-					
Bloco	Disposição	bitola (mm)	nº de barras	espaçamento (cm)					
P28	EST. X	10	2	-	SUP = SUPERIOR				
	EST. Y	10	2	-	INF = INFERIOR				
	EST. Z	10	2	-	PAR. = PARALELO				
	EST. DIA.	4.2	2	-	PER. = PERIMETRAL				
					H. = HORIZONTAL				
					V. = VERTICAL				
					DIA. = DIAGONAL				

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3.3.2 Armadura das vigas de equilíbrio

Assim como no dimensionamento dos elementos estruturais, a Tabela 33 mostra a disposição das barras das vigas de equilíbrio para os pilares de divisa.

Tabela 33: Disposição das armaduras - vigas de equilíbrio.

Pilares	Vinculação	Ref.	Dimensões (cm)		Disposição das barras			
			largura	altura	superior	inferior	pele	estribos (cm)
P1	P2	V1	40	60	4Ø20	4Ø20	1x2Ø12.5	14xØ8 c/20
	P6	V2	40	50	4Ø16	3Ø16	1x2Ø12.5	17xØ8 c/20
P2	P7	V3	40	60	5Ø25	5Ø25	2x1Ø12.5	20xØ8 c/20
P3	P8	V4	40	70	6Ø25	6Ø25	2x1Ø12.5	21xØ8 c/20
P4	P10	V5	40	70	6Ø25	6Ø25	2x1Ø12.5	22xØ8 c/20
	P5	V6	40	60	5Ø25	5Ø25	2x1Ø12.5	25Ø8 c/20
P5	P10	V7	40	70	6Ø25	6Ø25	2x1Ø12.5	24xØ8 c/20
P6	P7	V8	40	60	5Ø25	5Ø25	2x1Ø12.5	18xØ8 c/20
P11	P10	V9	40	60	5Ø25	5Ø25	2x1Ø12.5	20xØ8 c/20
P13	P14	V10	40	60	5Ø25	5Ø25	2x1Ø12.5	12xØ8 c/20
P18	P19	V11	40	60	5Ø25	5Ø25	2x1Ø12.5	21xØ8 c/20
P20	P22	V12	40	50	4Ø16	4Ø16	2x1Ø12.5	31xØ8 c/20
P21	P26	V13	40	50	4Ø16	4Ø16	2x1Ø12.5	20xØ8 c/20
P22	P27	V14	40	60	4Ø20	4Ø20	2x1Ø12.5	17xØ8 c/20
P23	P28	V15	40	50	4Ø16	4Ø16	2x1Ø12.5	16xØ8 c/20
P24	P25	V16	40	70	6Ø25	6Ø25	2x1Ø12.5	19xØ8 c/20
	P29	V17	40	60	4Ø20	4Ø20	2x1Ø12.5	15xØ8 c/20
P30	P25	V18	40	50	4Ø16	4Ø16	2x1Ø12.5	12xØ8 c/20
	P29	V19	40	50	4Ø16	4Ø16	2x1Ø12.5	21xØ8 c/20

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3.4 Quantitativos de materiais e serviços

Os estudos quantitativos de materiais e serviços dos blocos serão da mesma forma que as fundações superficiais, serão considerado valores reais das dimensões calculadas anteriormente, serviços e materiais.

3.3.4.1 Volume de escavação

Para calcular o volume de escavação dos blocos de fundação profunda considerou-se a profundidade em função da altura de cada bloco acrescentando 5 cm para a cota de arrasamento das estacas definidas no projeto, determinando-se a quantidade total do volume escavado para os blocos (Tabela 34).

Tabela 34: Volume total dos blocos escavados.

Bloco	dimen. das sapatas (cm)		Seção de esc. (cm)		Volume esc. (m^3)	Bloco	dimen. das sapatas (cm)		Seção de esc. (cm)		Volume esc. (m^3)
	x	y	x+5	y+5			x	y	x+5	y+5	
P1	80	80	85	85	0.33	P16	135	135	140	140	2.06
P2	130	100	135	105	1.13	P17	80	100	85	105	0.40
P3	196				2.94	P18	80	130	85	135	0.52
P4	92				1.24	P19	121.32				2.18
P5	120	135	125	140	2.01	P20	78	144	83	149	1.11
P6	90	136	95	141	1.14	P21	200.63				2.21
P7	136	136	141	141	2.19	P22	135	135	140	140	2.65
P8	130				1.17	P23	135	135	140	140	2.94
P9	135	135	140	140	3.33	P24	135	135	140	140	2.94
P10	125	125	130	130	1.94	P25	210.68				2.31
P11	80	135	85	140	1.61	P26	73	73	78	78	0.30
P12	144	78	149	83	0.93	P27	73	73	78	78	0.24
P13	120	145	125	150	1.59	P28	73	73	78	78	0.24
P14	78	144	83	149	0.87	P29	73	73	78	78	0.24
P15	135	135	140	140	2.45	P30	80	80	85	85	0.36
Volume total =											45.58

Fonte: Elaborado pelos autores.

Observação: Os blocos na tabela acima P3, P4, P19, P21 e P25 no campo: Dimensões dos blocos (x e y). Representaram-se as respectivas áreas, multiplicado pela altura de escavação nos campos: Volume escavado.

Na Tabela 35, podemos identificar os resultados obtidos referentes ao volume de escavação das vigas de equilíbrio.

Tabela 35: Volume de escavação das vigas de equilíbrio.

Vigas de equilíbrio	Dimensões (m)			Seção de escavação (m)	Volume escavado (m^3)
	comprimento	largura	altura	altura (b+0.05)	
V1	2.25	0.40	0.60	0.65	0.59
V2	2.86	0.40	0.50	0.55	0.63
V3	3.45	0.40	0.60	0.65	0.90
V4	3.14	0.40	0.70	0.75	0.94
V6	4.77	0.40	0.60	0.65	1.24
V5	4.50	0.40	0.70	0.75	1.35
V7	4.14	0.40	0.70	0.75	1.24
V8	2.98	0.40	0.60	0.65	0.77
V9	3.68	0.40	0.60	0.65	0.96
V10	1.78	0.40	0.60	0.65	0.46
V11	3.73	0.40	0.60	0.65	0.97
V12	5.68	0.40	0.50	0.55	1.25
V13	3.43	0.40	0.50	0.55	0.75
V14	3.12	0.40	0.60	0.65	0.81
V15	2.87	0.40	0.50	0.55	0.63
V16	2.81	0.40	0.70	0.75	0.84
V17	2.63	0.40	0.60	0.65	0.68
V18	3.85	0.40	0.50	0.55	0.85
V19	2.17	0.40	0.50	0.55	0.48
Total de escavação vigas de equilíbrio =					15.76

Fonte: Elaborado pelos autores.

Com isso pode-se determinar o volume total de escavação para a fundação profunda:

- Volume de escavação dos blocos: $45.58m^3$
- Volume de escavação das vigas de equilíbrio: $15.76m^3$
- Volume total de escavação: $61.34m^3$

3.3.4.2 Quantitativo de fôrmas

O quantitativo de fôrmas referente a fundações profundas pode ser analisado nas Tabelas 36 e 37 de fôrmas para os blocos e às vigas de equilíbrio.

Tabela 36: Quantitativo de fôrma dos blocos.

Bloco	Fôrma (m ²)	Bloco	Fôrma (m ²)
P1	0.96	P16	5.40
P2	2.93	P17	1.44
P3	7.46	P18	1.52
P4	4.31	P19	7.33
P5	5.03	P20	3.53
P6	3.18	P21	5.58
P7	5.19	P22	6.54
P8	3.42	P23	7.59
P9	8.91	P24	7.31
P10	4.64	P25	5.33
P11	5.35	P26	1.13
P12	3.11	P27	0.88
P13	4.00	P28	0.88
P14	2.65	P29	0.74
P15	6.48	P30	1.08
Total de fôrmas =			123.92

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 37: Quantitativo de fôrma das vigas de equilíbrio.

Viga de equilíbrio	Fôrma (m ²)
V1	5.65
V2	4.83
V3	3.58
V4	5.97
V5	6.49
V6	5.02
V7	4.41
V8	2.13
V9	6.82
V10	4.50
V11	4.58
V12	3.61
V13	4.09
V14	3.79
V15	2.84
V16	2.29
V17	4.03
V18	2.99
V19	2.98
Total =	80.62

Fonte: Elaborado pelos autores.

O quantitativo total de fôrmas nos elementos de fundação profunda é dado por:

- Vigas de equilíbrio: $80.62m^2$
- Blocos de coroamento: $123.92m^2$
- Total de fôrmas: $\approx 205m^2$

3.3.4.3 Volume de concreto

Para o quantitativo de volume de concreto os resultados são similares ao volume de escavação. O volume de concreto para os blocos e as vigas pode ser observado nas Tabelas 38 e 39.

Tabela 38: volume de concreto dos blocos.

Bloco	Concreto (m^3)		Bloco	Concreto (m^3)	
	C25, usina.rigor	limpeza		C25, usina.rigor	limpeza
P1	0.26	0.03	P16	1.82	0.09
P2	0.97	0.06	P17	0.32	0.04
P3	2.84	0.10	P18	0.42	0.05
P4	1.17	0.05	P19	2.15	0.06
P5	1.78	0.08	P20	0.95	0.06
P6	0.98	0.06	P21	2.17	0.10
P7	1.94	0.09	P22	2.37	0.09
P8	1.11	0.07	P23	2.64	0.09
P9	3.01	0.09	P24	2.64	0.09
P10	1.72	0.08	P25	2.23	0.11
P11	1.40	0.05	P26	0.24	0.03
P12	0.79	0.06	P27	0.19	0.03
P13	1.39	0.09	P28	0.19	0.03
P14	0.73	0.06	P29	0.19	0.03
P15	2.19	0.09	P30	0.29	0.03
Total de concreto =				41.08	

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 39: Volume de concreto das vigas de equilíbrio.

Viga de equilíbrio	Concreto (m^3)		Viga de equilíbrio	Concreto (m^3)	
	C25, usina.rigor	limpeza		C25, usina.rigor	limpeza
V1	1.13	0.09	V11	0.92	0.07
V2	0.97	0.07	V12	0.72	0.07
V3	0.72	0.06	V13	0.82	0.06
V4	1.19	0.09	V14	0.76	0.06
V5	1.30	0.08	V15	0.57	0.05
V6	1.00	0.06	V16	0.46	0.04
V7	0.88	0.07	V17	0.81	0.08
V8	0.43	0.04	V18	0.60	0.04
V9	1.36	0.11	V19	0.60	0.06
V10	0.90	0.06	Total de concreto =		16.12

Fonte: Elaborado pelos autores.

Os valores obtidos do volume de concreto magro para os blocos e vigas de equilíbrio, são representados nas Tabelas 40 e 41.

Tabela 40: Volume de concreto magro dos blocos.

Bloco	Seção dos blocos (cm)		Volume de concreto magro(m^3)	Bloco	Seção dos blocos (cm)		Volume de concreto magro(m^3)
	x	y			x	y	
P1	80	80	0.03	P16	135	135	0.09
P2	130	100	0.07	P17	80	100	0.04
P3	196		0.10	P18	80	130	0.05
P4	92		0.05	P19	121.32		0.06
P5	120	135	0.08	P20	78	144	0.06
P6	90	136	0.06	P21	200.63		0.10
P7	136	136	0.09	P22	135	135	0.09
P8	130		0.07	P23	135	135	0.09
P9	135	135	0.09	P24	135	135	0.09
P10	125	125	0.08	P25	210.68		0.11
P11	80	135	0.05	P26	73	73	0.03
P12	144	78	0.06	P27	73	73	0.03
P13	120	145	0.09	P28	73	73	0.03
P14	78	144	0.06	P29	73	73	0.03
P15	135	135	0.09	P30	80	80	0.03
Total do lastro de concreto magro =							1.97

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 41: Volume de concreto magro das vigas de equilíbrio.

Vigas de equilíbrio	Dimensões das vigas (m)		Volume de concreto magro (m^3)	Vigas de equilíbrio	Dimensões das vigas (m)		Volume de concreto magro (m^3)
	comp.	altura			comp.	altura	
V1	2.25	0.40	0.05	V11	3.73	0.40	0.07
V2	2.86	0.40	0.06	V12	5.68	0.40	0.11
V3	3.45	0.40	0.07	V13	2.81	0.40	0.06
V4	3.14	0.40	0.06	V14	3.43	0.40	0.07
V5	4.50	0.40	0.09	V15	3.12	0.40	0.06
V6	4.77	0.40	0.10	V16	2.87	0.40	0.06
V7	4.14	0.40	0.08	V17	2.63	0.40	0.05
V8	2.98	0.40	0.06	V18	2.17	0.40	0.04
V9	3.68	0.40	0.07	V19	3.85	0.40	0.08
V10	1.78	0.40	0.04	Total do lastro de conc. =			1.28

Fonte: Elaborado pelos autores.

Portanto, o quantitativo de concreto a ser utilizado na obra, resumido abaixo:

- Volume de concreto dos blocos: $41.08m^3$
- Volume de concreto das vigas: $16.12m^3$
- Volume total de concreto: $57.20m^3$
- Volume de concreto magro: $3.25m^3$

3.3.5 Tempo de escavação

Neste item, o cálculo aproximado de tempo e de produtividade na escavação considerou-se os dados de rendimento fornecido pela tabela de composições de custos TCPO, que permite aos profissionais obter preços para a construção com previsões de custos próxima à realidade. Para a escavação dos blocos serão adotados dados referentes à escavação manual, com uma produtividade de $0,313m^3/h$. O tempo necessário para a escavação da fundação é dado pela Tabela 43.

Tabela 42: Tempo de escavação dos blocos.

Rendimento/servente =	0.313 m^3/h	
Nº de serventes =	2	
Elemento estrutural	Volume total (m^3)	Tempo de escavação (h)
Blocos	45.58	73
Vigas de equilíbrio	15.76	25.50
Total (h) =		98.50
Total (dias) =		13

Fonte: Elaborado pelos autores.

Com isso, tem-se o tempo total de escavação para as fundações profundas:

- Tempo de escavação dos blocos: 13 dias.

3.3.5.1 Serviço de estaqueamento

Na cravação, o presente estudo utiliza bate-estaca por martelo de gravidade. O presente estudo não comparou o tempo de execução desta etapa com a fundação superficial, pois trata-se de uma etapa exclusiva do tipo de fundação profunda além do serviço de estaqueamento ser comercializado por unidade de estaca cravada. A média de preço para comercialização deste serviço é aproximadamente R\$300,00/estaca cravada na região de Caratinga, MG.

As estacas tem a profundidade de 6.00 m (Conforme Item 3.3.1), apresentado na Tabela 43.

Tabela 43: Relação do serviço de estaqueamento.

Custo/estaca (R\$) =		300,00	
Estaca (cm)	Metragem total (m)	Qtd. de estacas	Custo da cravação (R\$)
23 x 23	30	5	1,500.00
26.5 x 26.5	84	14	4,200.00
30 x 30	384	64	19,200.00
Total de estacas =			83
Total (R\$) =			24,900.00

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3.6 Volume de reaterro

Para o cálculo de volume de reaterro (V_r), será adotado o mesmo procedimento da fundação superficial. O volume de reaterro é apresentado pela equação (3.1).

$$V_r = V_e - (V_c + V_{cm})$$

$$V_r = 61.34 - (57.2 + 3.25)$$

$$V_r = 0.89m^3$$

Onde:

V_e volume total de escavação;

V_c volume total de concreto;

V_{cm} volume total de concreto magro.

3.3.7 Volume do bota-fora

Para o cálculo do Volume do bota-fora utilizou-se a equação (3.2), considerando o fator de empolamento de 30% como referenciado no Item (3.2.5).

$$V_{bf} = V_e - V_r$$

$$V_{bf} = 61.34 - 0.89 = 60.45m^3$$

$$V_{bf,e} = 60.45 + (V_{bf} * 30\%)$$

$$V_{bf,e} = 78.59m^3$$

Onde;

$V_{bf,e}$ volume de bota-fora com fator de empolamento.

3.3.8 Quantitativo de aço

O quantitativo de aço é importante para o gerenciamento de projetos, possível futuro objeto de estudo na construção civil. A Tabela 44 representa o quantitativo final das solicitações do aço no estudo de caso, e o Anexo D possibilita visualizar o detalhamento dos materiais utilizados.

Tabela 44: Quantitativo total de aço

	CA-50 (kg)							CA-60 (kg)		
	Ø8	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Ø25	Total	Ø4.2	Ø5	Total
Blocos de coroamento		1140.72	1272.69	2255.94	677.11	377.45	5723.91	4.64	23.71	28.35
Vigas de equilíbrio	277.79		268.88	356.64	502.92	3161.11	4567.34			
							Σ =			10291.25

Fonte: Elaborado pelos autores.

3.3.9 Orçamento detalhado da fundação profunda

A relação abaixo corresponde ao detalhamento de cada etapa de execução dos blocos de coroamento e estacas cravadas do tipo pré-moldada. Os custos unitários no Anexo D baseados na TCPO (tabela de composição de preços para orçamento) conforme Tabela 45.

Tabela 45: Detalhamento dos custos por etapa de execução.

Item	Etapa da obra	Qtd.	Unid.	Preço unitário (R\$)	Valor total (R\$)
1	Serviço de estaqueamento	83	est.	300.00	24,900.00
2	Estaca 23cm x 23cm	30.00	m	66.27	1,988.10
3	Estaca 26.5cm x 26.5cm	84.00	m	84.17	7,070.28
4	Estaca 30cm x 30cm	384.00	m	99.91	38,365.44
5	Escavação	61.34	m ³	18.28	1,121.30
6	Lastro de concreto	3.25	m ³	144.63	470.05
7	Concretagem	57.20	m ³	323.77	18,519.64
8	Fôrmas de madeira	204.54	m ²	30.12	6,160.74
9	Armação	10316.60	kg	6.57	67,780.06
10	Reaterro	0.89	m ³	0.82	0.73
11	Bota fora	78.45	m ³	20.00	1,569.00
12	Mobilização do bate-estaca	1.00	vb	6,500.00	6,500.00
$\Sigma =$					174,445.34

Fonte: Elaborado pelos autores.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 SAPATAS X BLOCOS COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

Considerando-se todos os processos de execução para os tipos de fundação deste estudo, acompanhado por software computacional. Sabendo-se que a melhor opção é aquela que se adequa às condições geotécnicas do terreno e que oferecem segurança ao projeto.

Para a fundação superficial foram dimensionadas são vinte e nove sapatas sendo uma associada, dezesseis sapatas próximas à divisa do terreno e vinte vigas de equilíbrio. Obtiveram resultados superiores no processo de escavação (314%), fôrma (30%) e concretagem (154%), em relação a fundação profunda. Esta superioridade se dá ao fato das distribuições de tensões ao solo por sapatas, requererem uma maior área de contato com o solo.

No projeto de fundação profunda tivemos 83 estacas, trinta blocos de coroamento e dezenove vigas de equilíbrio, adotando a mesma locação de pilares da opção de fundação superficial. Dos itens comuns às duas alternativas de fundação analisadas neste trabalho, apenas o referente a armação, a fundação profunda foi superior à da superficial, no valor de 18%.

Considerando todos os custos envolvidos para execução da fundação, a opção de utilizar estacas pré-moldadas de concreto ficou R\$ 53,395.49 acima do custo do orçamento previsto para a execução de sapatas, representando um acréscimo, significativo de 44%.

Considerou-se todo processo de montagem, execução, obras de terra, mão de obra e materiais. Conforme os resultados obtidos no Capítulo 3, nas Tabelas 28 e 45.

5 CONCLUSÃO

Para a elaboração deste trabalho baseou-se em um estudo crítico de pré-viabilização de soluções de projeto de fundações realizado na cidade de Caratinga, Minas Gerais. Os procedimentos adotados para o estudo foi norteado de fatores técnicos e econômicos colocando em pauta uma obra de grande porte com cargas em pilares que geram altas solicitações de resistência do solo nos elementos de fundação. Realizou-se uma leitura de todo dimensionamento estrutural do software computacional utilizado, seguindo a linha de raciocínio abordada na revisão bibliográfica.

Atualmente, a construção civil se moderniza em vários aspectos tecnológicos, tempo de serviço e resoluções de problemas em todo âmbito das edificações pequenas, médias e grande porte. Há várias opções de ferramentas computacionais que permitem estes estudos de pré-viabilidade buscando economia e segurança. Mas ainda não substituí a função do engenheiro de questionar os resultados, garantindo um projeto de fundações que atenda todos os requisitos necessários.

O melhor tipo de fundação é aquela condizente com o suas características intrínsecas comportamentais, pois as soluções de engenharia buscam assegurar a estabilidade da estrutura por muitos anos, resistindo a condições de uso e intervenções da natureza.

As fundações superficiais têm vantagens em aspectos econômicos por suas simples execução, porém há importantes requisitos no processo executivo que sofre de negligencia ou inobservância do dever de atender os requisitos de projeto pela não necessidade de mão de obra especializada. Portanto, a fiscalização no processo de execução aumenta na mesma proporção que as pessoas envolvidas no projeto de execução. Numa obra de grande porte, as estacas tem sua importância considerada, pois são realizadas por empresas que garantem excelência na execução, controle tecnológico e segurança dos projetos de fundações. Porém, é um investimento maior pela necessidade de máquinas especiais para a cravação da estaca.

Com relação ao estudo de caso apresentado neste trabalho como referência para comparação e escolha da melhor alternativa técnica e econômica para esse empreendimento, concluímos que mesmo para uma obra de porte significativo, quando o perfil geotécnico do solo é favorável, a fundação superficial utilizando sapatas, é a mais interessante tanto economicamente, quanto à sua execução, que dependerá apenas de mão de obra e equipamentos disponíveis no canteiro de obra.

Assim é importante quando da elaboração de projeto de fundação para uma edificação, dispor de uma sondagem confiável do solo, pois mesmo para uma construção de porte maior, não podemos desprezar a possibilidade de adoção de fundação superficial, que quando viável sob o ponto de vista técnico, normalmente o será no quesito econômico.

Para futuros trabalhos, fica a indicação de avaliar outras opções de fundações profundas e também a opção de radier para a superficial, para este e outros perfis geotécnicos diferentes, para balizar as decisões dos profissionais da área.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBAD, Gustavo Panciera. Estudo de Pré-viabilidade de na especificação de Fundação do Tipo Estaca Escavada ou Sapata Isolada em Edificação Multifamiliar, 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria - Santa Maria, RS.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Dimensionamento de fundações profundas, 1989.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Exercícios de fundações. 2 ed. – São Paulo: Blucher, 2010.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. Projeto Estrutural de Sapatas, 2007. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>>. Acessado em: 10 de novembro de 2016.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Sapatas de Fundação, 2016. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acessado em: 17 de novembro de 2016.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Blocos Rígidos Sobre Estacas, 2013. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Aula_Blocos_Parte2_1sem2012.pdf>. Acessado em: 3 de novembro de 2016.

BERNARDI, Luiz Antonio. Política e Formação de Preços: uma abordagem competitiva e sistemática e integrada. 2. ed. São Paulo: Atlas, 1998.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; CARVALHO, Luis Fernando Meirelles. Quatro Edifícios, Cinco Locais de Implantação, Vinte Soluções de Fundações. 2ed. - Edgard Blucher, 2007.

CAMPOS, João Carlos de. Elementos de Fundações em Concreto / João Carlos Campos - Oficina de Textos; 2015.

CINTRA, José Carlos Angelo. Fundações por estacas: Projeto geotécnico / José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, José Carlos Angelo. Fundações diretas: Projeto geotécnico / José Carlos A. Cintra,

- Nelson Aoki, José Henrique Albiero. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CINTRA, José Carlos Angelo; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Tensão Admissível em Fundações Diretas. Editora Rima, São Carlos, 2003.
- CYPE Ingenieros, 2003. Memória de cálculo Adapt. Top - Informática - 2ed.
- GIUGLIANI, E. Notas de aula, Disciplina Estrutura de Concreto III, DECivil, 2006. Rio Grande do Sul, PUCRS.
- MATTOS, Aldo Dórea. Como Prepara Orçamentos de Obras / Aldo Dórea Mattos. 2ed. - Editora Pini, 2014.
- MILITITSKY, Jarbas.; CONSOLI, Nilo.; SCHNAID, Fernando. Patologia das fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.
- NETO, Domingos Vieira de Alencar. Métodos de investigação geológica e geotécnica, 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Centro Universitário UNINOVAFAPÍ - Teresina, PI.
- REBELLO, Yopanan Conrado Pereira, 1949 – Fundações: guia prático de projetos, execução e dimensionamento / Yopanan C. P. Rebello. – São Paulo: Zigurate Editoria, 2008.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco De Rezende. Fundações: Critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações Superficiais, fundações profundas. São Paulo: 2ed. - Oficina De Textos, 2010.
- SITE OFICIAL DA EMPRESA INÁCIO ESTAQUEAMENTO, disponível em: <<http://www.inacioestaqueamento.com.br/>>. Acessado em: 16 de novembro de 2016.
- SITE OFICIAL DA EMPRESA PREFAZ, disponível em: <<http://www.prefaz.com.br/>>. Acessado em: 10 de outubro de 2016.

7 ANEXOS

7.1 ANEXO A - PROJETO ARQUITETONICO E LOCAÇÕES

7.2 ANEXO B - ENSAIO DE SOLO SPT

7.3 ANEXO C - DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

7.4 ANEXO D - RESUMO DE MEDIÇÃO DO CONSUMO DE AÇO

7.5 ANEXO E - TABELAS PARA ORÇAMENTO