



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades



MESTRADO

Engenharia Civil e Ambiental

LUCIANO CORRÊA AURICCHIO

***ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE
FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS***

Bauru / SP

2021

LUCIANO CORRÊA AURICCHIO

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE
FUNDAÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

Dissertação apresentada como requisito para a
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil
e Ambiental da Universidade Estadual Paulista
“Júlio de Mesquita Filho” - Área de Concentração:
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger A. Rodrigues

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

A928a

Auricchio, Luciano Corrêa

Análise da Viabilidade Técnico-Econômica de Fundações
em Solos Colapsíveis / Luciano Corrêa Auricchio. – Bauru, 2021
155 p.

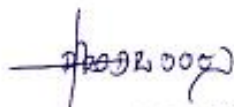
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual Paulista (Unesp),
Faculdade de Engenharia, Bauru

Orientador: Dr. Roger Augusto Rodrigues

1. Engenharia Civil. 2. Geotecnia. 3. Fundações. 4. Solos Colapsíveis.
5. Solos Não Saturados. I. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE LUCIANO CORRÊA AURICCHIO, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 03 dias do mês de novembro do ano de 2021, às 14:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de LUCIANO CORRÊA AURICCHIO, intitulada **Análise da viabilidade técnico-econômica de fundações em solos colapsíveis**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Profª Drª CRISTINA DE HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA (Participação Virtual) do(a) Departamento de Geotecnia / Universidade de São Paulo/São Carlos, Prof. Dr. JEAN RODRIGO GARCIA (Participação Virtual) do(a) Faculdade de Engenharia Civil / Universidade Federal de Uberlândia. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: aprovado. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.



Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES

“Every terrible tragedy in this world has an equally miraculous thing that grows from it”

Anabelle Leith

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus pela ciência e pela capacidade humana em poder interpretar e vislumbrar uma pequena parte das grandes maravilhas do universo, e por Ele colocar tantas pessoas boas na minha vida.

Gostaria de agradecer a tantas pessoas que de alguma maneira, direta ou indiretamente, contribuíram durante o curso de mestrado, me fazendo superar os desafios e ver o lado alegre da vida, seus nomes não estão registrados aqui em papel, mas nunca sairão do registro da minha mente. Agradeço aos meus pais, Lígia e Edson, por todos esses anos de amor e incentivo. Agradeço aos meus amigos que foram a força nos momentos mais escuros.

Agradeço meu orientador Dr. Roger Rodrigues, que com tanta sabedoria e iluminação soube ver em mim um potencial que nem mesmo eu conhecia. Obrigado por tantos ensinamentos e lições aprendidas durante todos estes anos. Levarei para a eternidade a nossa amizade.

Agradeço ao Dr. Paulo Bastos pela grande contribuição ao trabalho, sempre disposto a ajudar com seu vasto conhecimento, e também com seu material didático de valor inestimável que foi imprescindível durante a pesquisa, além de toda a amizade e boas memórias que levo comigo.

Agradeço ao Dr. Heraldo Giacheti pelas excelentes contribuições técnicas ao trabalho, com apontamentos sempre de grande valia, além de todo o apoio acadêmico e incentivo nas horas de dificuldade.

Agradeço à UNESP por ter sido minha casa e meu lar durante tantos anos, onde pude me desenvolver como pesquisador e profissional e me deu a oportunidade de conhecer pessoas incríveis que carrego com todo amor e carinho dentro do peito.

Agradeço à CAPES pelo auxílio prestado à ciência em todo o Brasil e por conceder uma bolsa de mestrado acadêmico, sem a qual esta pesquisa não seria possível.

Resumo

Os solos colapsíveis experimentam grandes deformações volumétricas ao serem inundados. O colapso do solo é um problema geotécnico que ocorre em diferentes regiões do mundo e impacta profundamente edificações de pequeno e médio porte e obras de infraestrutura construídos neste tipo de solo, com os impactos associados à segurança e a economia. Em grande parte do território brasileiro obras de geotecnia são executadas sobre camadas de solo colapsível. A colapsibilidade dos solos tem sido extensamente estudada, porém, na prática de engenharia a consideração do comportamento colapsível dos solos nos projetos de fundações ainda é muito pequena. Neste trabalho, são estudadas a viabilidade técnica e econômica de sete tipos diferentes de projeto de fundações de uma edificação térrea, divididos entre dois projetos de estaca apiloada e cinco projetos de sapata, sendo três projetos considerando colunas de solo compactado como reforço e dois projetos com solo sem o reforço. Para todos os projetos, variou-se o solo entre as condições natural e inundada. Com os resultados do dimensionamento dos elementos de fundação, foi possível determinar o custo total da obra, incluindo a mão de obra e os materiais envolvidos. Os resultados demonstram que ambas as propostas de melhoria do solo foram efetivas na redução da colapsibilidade do solo e que podem ser uma boa opção para reduzir incertezas e custos de uma obra sobre este tipo de solo, sobretudo a solução de reforço por colunas de solos compactadas no projeto de sapatas, indicando que a compactação é uma técnica sustentável e eficiente para melhorar o comportamento de solos colapsíveis, aumentando a capacidade de carga e reduzindo recalques por colapso de fundações neste tipo de solo problemático.

Abstract

Collapsible soils goes through massive volumetric deformations when wetted. The soil collapse is a geotechnical problem that occurs in different regions of the world and profoundly impacts small and medium buildings and infrastructural developments built upon this type of soil, with financial and security impacts. Throughout the Brazilian territory geotechnical constructions are built upon layers of collapsible soil. The soil collapsibility has been extensively studied, but in the engineering practice the premises of collapsible behavior of the soil on foundation's design is still small. This study proposes to assess the technical and economic viability of seven different foundation projects of a one-story house: two projects of 'piled up' piles and five projects of shallow foundations, of which three considered the soil column method and the other two with no soil reinforcement. In all cases, it was considered the soil in natural condition and saturated soil. The total cost for each project, including the labor and material costs, were estimated from the foundation's projects. The results show that both soil reinforcement proposed methods were effective in reducing the soil collapsibility and can be a good way to reduce uncertainties and costs of a building on this type of soil, especially the method of reinforcement with soil columns on the shallow foundation's project, indicating that the compaction is a sustainable and efficient method to enhance the behavior of collapsible soils, increasing the bear capacity and reducing the settlement cause by the collapse of foundations on this problematic type of soil.

Sumário

Agradecimentos.....	9
Resumo	11
Abstract	13
Sumário.....	15
Capítulo 1 – Introdução.....	19
Capítulo 2 – Solos Não Saturados.....	21
2.1 Sucção no solo.....	23
2.2 Solos colapsíveis	25
2.2.1 Comportamento mecânico	27
2.2.2 Ensaio Edométrico	27
Capítulo 3 – Projeto de fundações.....	30
3.1 Fundações diretas	30
3.1.1 Estimativa da tensão admissível.....	31
3.1.2 Prova de carga em placa.....	32
3.1.3 Melhoria do solo por compactação	37
3.1.4 Melhoria do solo através de colunas compactadas	40
3.1.5 Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas.....	45
3.1.6 Comportamento estrutural	47
3.1.7 Detalhes construtivos.....	49
3.1.8 Estimativa das dimensões da sapata.....	51
3.1.9 Cálculo da armadura de flexão	52
3.1.10 Verificações	55
3.1.11 Detalhamento das armaduras de flexão	56
3.1.12 Agrupamento das sapatas	58

3.2	Fundações por estaca.....	59
3.2.1	Estacas apiloadas em solo colapsível.....	61
3.2.2	Capacidade de carga estaca-solo.....	62
3.2.3	Prova de carga em estaca.....	65
3.2.4	Carga admissível	67
3.2.5	Grupo de estacas (estaqueamento).....	68
3.2.6	Bloco de coroamento das estacas.....	69
3.2.7	Bloco sobre uma estaca	70
3.2.8	Bloco sobre duas estacas	71
3.2.9	Bloco sobre três estacas	75
3.2.10	Armadura para estacas.....	78
3.3	Orçamento.....	79
3.3.1	Realidade.....	80
3.3.2	Nível de detalhe	80
3.3.3	Abrangência	81
3.3.4	Documentação.....	81
3.3.5	Custo Direto e Indireto	82
3.3.6	Custo Variável e Fixo	83
3.3.7	Contingência	84
3.3.8	Estimativa de custos no Brasil.....	84
Capítulo 4 – Estudo de caso: Projeto de uma residência		86
4.1	Projeto arquitetônico.....	89
4.1.1	Superestrutura.....	91
4.2	Local de estudo e histórico de informações disponíveis.....	94
4.2.1	Caracterização geotécnica	95

4.2.2	Prova de carga em estacas apiloadas	98
4.2.3	Prova de carga em placa.....	100
4.3	Projeto de estacas apiloadas	103
4.3.1	Estaqueamento	104
4.3.2	Blocos de coroamento das estacas	105
4.3.3	Considerações sobre o dimensionamento das estacas apiloadas	107
4.4	Projeto de sapatas	108
4.4.1	Dimensionamento das sapatas	108
4.5	Orçamento	112
4.5.1	Composição dos serviços	113
4.5.2	Custo unitário dos serviços	114
4.5.3	Custo total	115
Capítulo 5 – Análise dos Resultados e Discussões		118
5.1	Análise dos resultados de prova de carga.....	119
5.2	Análise técnico-econômica	121
5.3	Considerações Finais.....	124
Capítulo 6 – Conclusões.....		126
Referências Bibliográficas		128
Anexo A		136
Anexo B		144
Anexo C		149
C.1	Serviços para Estacas Apiloadas.....	149
C.2	Serviços para Sapatas	153

Capítulo 1 – Introdução

Em países de clima tropical ou semiárido os solos não saturados são amplamente encontrados, e seu comportamento pode afetar o desempenho de estruturas e obras geotécnicas. Tais solos são formados em locais sob condições alternadas de estações de seca e chuva, com altas temperaturas. A sucção tem assumido um importante papel, já que tem sido reconhecida como a mais importante fonte a interferir no comportamento mecânico dos solos não saturados.

Os solos colapsíveis estão presentes em grande parte das obras de geotecnia no Brasil e no mundo. Os problemas estruturais causados pelo colapso nas estruturas aumentam o interesse no estudo desse tipo de solo.

As principais características que indicam a colapsibilidade do solo são uma estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, baixos valores de umidade e uma estrutura metaestável (Dudley, 1970). O colapso pode ser definido como a deformação que o solo sofre ao ser inundado, sem que haja alteração na sobrecarga, ocasionado pelo desequilíbrio da estrutura (Vilar, et. al, 1981).

Na tentativa de compreender o comportamento desses materiais, diversos estudos têm sido realizados com os solos não saturados, tanto em laboratório quanto em campo, podendo-se citar: Fredlund e Rahardjo (1993), Alonso et al. (1987), Vilar (1995), Futai (1997), Machado (1998), Rodrigues (2007), Cintra (2004), Costa (1999), Carneiro (1994), Souza (1993), Freitas (2016), dentre outros.

No laboratório, ensaios avançados realizados com controle de sucção são a base para o uso de modelos constitutivos fundamentados na teoria da plasticidade para previsão do comportamento desses solos. Já no campo, ensaios mais refinados são realizados com monitoramento da sucção ou da umidade, e fornecem boas caracterizações do comportamento mecânico do solo tanto em condição natural como em condição inundada.

Apesar de grande parte das obras de engenharia no Brasil ser construída sobre camadas de solo não saturado, não se emprega os conceitos teóricos na solução de problemas de fundações. A melhoria do solo como solução de projeto pode reduzir

consideravelmente o recalque de colapso, e pode representar uma alternativa interessante no projeto de fundações. Tal solução se torna ainda mais interessante se for econômica.

Um dos procedimentos mais difundidos de melhoria do solo colapsível tem sido a compactação do solo até a metade do bulbo de tensões (Cintra, 2004). O próprio solo escavado, até uma profundidade igual ao tamanho da base da sapata, é repostado em camadas compactadas. Mesmo uma compactação manual, sem controle rigoroso do grau de compactação, pode ser eficaz. Outra solução bastante difundida no interior do Estado de São Paulo são as estacas apiloadas. O processo executivo de apiloamento do solo fornece uma melhoria no entorno do fuste e da ponta da estaca, aumentando a sua resistência.

Afim de proporcionar uma aproximação da engenharia prática aos conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados, esta pesquisa busca apresentar uma análise orçamentária de diferentes projetos de fundações em solo colapsível natural e melhorado por processo de compactação. No trabalho, soluções com o solo com e sem reforço, em condições de umidade de campo e inundada são comparadas. O dimensionamento geotécnico e estrutural foi concebido a partir dos resultados de prova de carga de Carneiro (1994) e de Freitas (2016), dividindo os projetos em duas categorias: os projetos de sapata com melhoria do solo por colunas compactadas e os projetos de estaca apiloada.

O dimensionamento geotécnico e estrutural das soluções de fundação permite a composição detalhada do orçamento da fundação da obra, e a comparação dos resultados pode fornecer um respaldo que corrobore a utilização das técnicas de melhoria em solo colapsível.

Capítulo 2 – Solos Não Saturados

Os projetos de engenharia civil estão situados sobre espessas camadas de solo, com características variadas de acordo com a formação geológica e o regime climático de cada região. Nos países mais desenvolvidos, onde os primeiros conceitos da Mecânica dos Solos foram concebidos, o clima é temperado e frio, onde a taxa de precipitação é maior que a taxa de evaporação e, portanto, o nível de água encontra-se próximo a superfície do terreno. Nesses casos a utilização do princípio das tensões efetivas proposto por Terzaghi (1943) é satisfatória e largamente utilizado.

Em outras regiões, de clima semiárido, árido e tropical, o nível de água se encontra a maiores profundidades, proporcionado pela alternância das estações de seca e chuva, resultando na formação de extensas camadas de solo não saturado. Neste caso, as tensões efetivas de Terzaghi não fornecem uma previsão adequada do comportamento mecânico do solo.

Fredlund e Rahardjo (1993) estabelecem uma divisão da Mecânica dos Solos em duas categorias, sendo que a primeira trata dos solos saturado e seco ($S_r = 100$ e 0%), e a segunda, dos solos não saturados ($0 < S_r < 100\%$). A diferenciação entre solo saturado e não saturado é necessária pois os dois estados apresentam uma natureza de comportamento diferente. Os solos não saturados possuem três fases (sólidos, ar e água), e a pressão na interface poro-água é negativa em relação à pressão na interface poro-ar. Qualquer solo próximo à superfície submetido a um ambiente menos úmido irá apresentar uma poro-pressão negativa na interface solo-água e uma possível dessaturação.

O clima tem papel importante na quantidade de água presente na estrutura do solo. A água presente no solo pode ser removida pela evapotranspiração de uma porção de cobertura vegetal na superfície do solo e/ou pela transpiração da água do solo para a atmosfera. A evapotranspiração e a transpiração promovem um fluxo ascendente de água no solo, que por sua vez promove consolidação e dessaturação do solo, gerando inclusive rachaduras. A chuva e outras formas de precipitação promovem um fluxo descendente de água no solo, que promove a saturação da massa de solo. A diferença entre esses dois fluxos

em uma escala ampliada que irão determinar as condições de poro pressão na interface poro-água do solo.

Grande porção da superfície terrestre é composta por zonas áridas, semiáridas e tropicais. Nestes climas em que o solo passa por períodos de secagem, o solo sofre dessaturação devido à excessiva transpiração e evapotranspiração. Durante esses períodos secos a pressão na interface poro-água atinge valores negativos. Sob umidificação o solo passa a ter aumento de poro-pressão, que promove modificações no volume e na capacidade resistente do solo. Essa variação na poro-pressão pode causar deslizamento de taludes naturais e diminuição da capacidade de carga do solo, que são problemas graves que devem ser previstos em projeto, evitando danos às estruturas e até mesmo à segurança de seres humanos. Esse fenômeno indica o importante papel que a poro-pressão tem sobre o comportamento mecânico dos solos não saturados.

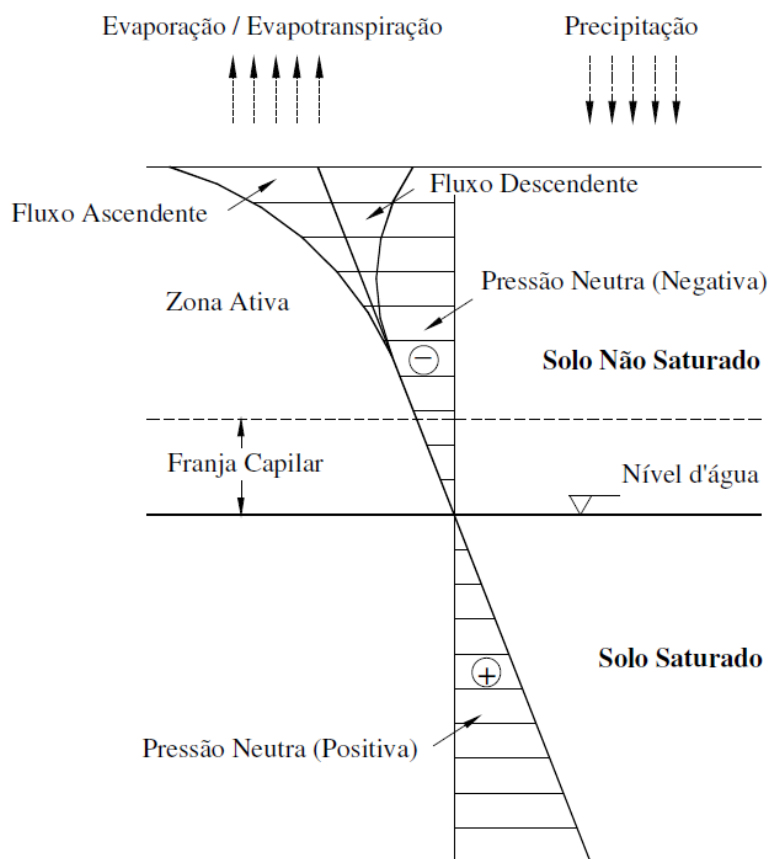


Figura 1 – Variação da poro-pressão em um perfil de solo qualquer (modificada de Fredlund e Rahardjo, 1993).

A Figura 1 apresenta um perfil típico de um solo não saturado, e a partir da curva de pressão da água intersticial do solo pode-se avaliar a variação da poro-pressão em um perfil qualquer de solo. Neste perfil o solo está dividido em uma camada saturada e outra não saturada. A primeira camada, abaixo do nível d'água estará sempre saturada. Acima do nível d'água existe uma zona, chamada zona vadosa, onde o solo se divide em duas regiões: 1) a porção de solo imediatamente acima do nível d'água, chamada de franja capilar, permanece saturada constantemente, independente da poro-pressão na região ser negativa; 2) a região acima da franja capilar, chamada zona ativa, onde a poro-pressão pode assumir duas trajetórias, dependendo do fluxo de água no solo. Se o fluxo de água for ascendente, isto é, devido à secagem do solo pela evapotranspiração e/ou transpiração, a poro-pressão diminui. Se o fluxo de água for descendente, causado por precipitação, então a poro-pressão aumenta.

2.1 Sucção no solo

O propósito desta seção é introduzir o conceito básico de sucção, que rege o comportamento dos solos não saturados. Estudos mais elaborados, bastante consolidados, abordam a sucção e sua formulação matemática, e podem ser encontrados nos trabalhos de Escario e Sáez (1986), Fredlund e Rahardjo (1993), Röhmer (1992) e Libardi (1995).

De uma maneira simplificada, a presença de água acima do nível freático em um perfil qualquer de solo indica a presença de uma “força” que conduz a água acima do nível freático. Tal força é denominada sucção. Se a água contida no sistema estivesse sob ação exclusiva das forças gravitacionais, observar-se-ia que o solo apresentaria uma camada saturada (abaixo do nível freático) e uma camada seca (acima do nível freático), e o nível freático delimitaria a separação entre tais camadas. Porém, no estado natural, é possível encontrar água armazenada acima do nível freático mesmo com a atuação da força gravitacional.

A sucção é a pressão isotrópica da água intersticial, fruto das condições físico-químicas, que faz com que o sistema água/solo (água/material poroso) absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o grau de saturação. A sucção resulta de forças capilares, de adsorção e da concentração de solutos, e depende da mineralogia, da massa específica, da distribuição dos poros e da quantidade de água do solo (Rodrigues, 2007).

A sucção total é a soma de duas parcelas de sucção: a matricial e a osmótica. No esquema apresentado na Figura 2, a sucção total é a medida da elevação da coluna de mercúrio do reservatório de água pura em contato com o solo por uma membrana semipermeável. A parcela da sucção matricial é a medida da coluna de mercúrio do reservatório de água que contém a mesma solução do solo através de uma membrana permeável tanto à água quanto ao soluto. Por fim, a parcela da sucção osmótica é a medida da coluna de mercúrio do reservatório de água pura com o reservatório de água com a mesma solução do solo através de uma membrana permeável à água (Rodrigues, 2007).

Das parcelas da sucção total, a sucção matricial é reconhecida como grande influenciadora do comportamento mecânico dos solos não saturados. Usualmente, despreza-se a parcela da sucção osmótica. Mais detalhes sobre as parcelas de sucção, e a importância da parcela da sucção matricial, assim como a pequena influência da sucção osmótica, podem ser encontrados nos trabalhos de Alonso et al. (1987) e Fredlund e Rahardjo (1993).

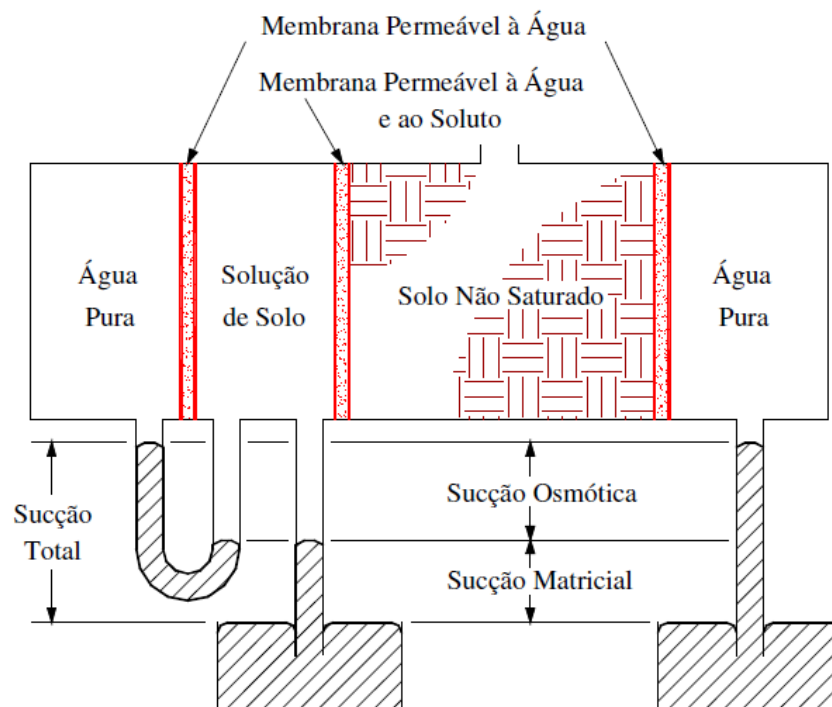


Figura 2 – Esquema ilustrador das sucções matricial, osmótica e total (Hilel, 1917).

Na região não saturada (zona ativa), o solo é composto por três fases: sólida, líquida e gasosa. Na interface ar-água, representada por uma membrana, as moléculas de água são atraídas para o interior da massa líquida, promovendo uma tensão, denominada tensão superficial. Essa tração na membrana faz com que ela se torne côncava em relação ao ar, e a perda de linearidade da membrana faz com que surja uma diferença de pressão entre as duas faces. O resultado dessa diferença de pressão é a ascensão da água num tubo capilar. Este fenômeno é descrito como ascensão capilar, ou muitas vezes somente como capilaridade.

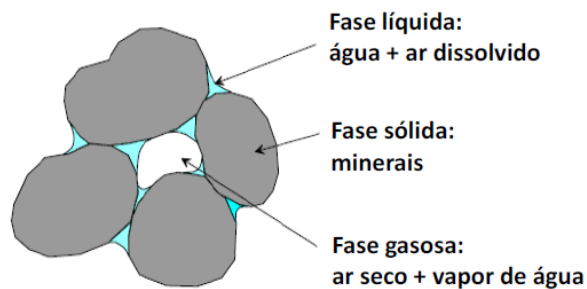


Figura 3 – Fases de um solo não saturado

A diferença entre as pressões de ar e de água na interface correspondente representa a sucção matricial, e é possível escrever a sucção em termos de altura de ascensão capilar quando o solo está saturado.

2.2 Solos colapsíveis

O colapso é um fenômeno que ocorre em solos de estrutura porosa, com elevado índice de vazios, e uma baixa umidade de campo. Tais solos, ao serem inundados, sofrem variação brusca do índice de vazios, sem que haja acréscimo nas cargas aplicadas (Vilar et al., 1981). O colapso é o responsável por recalques em obras civis, ocasionando desde pequenos danos, tais como o aparecimento de pequenas trincas em paredes, até danos mais severos como rachaduras, ruptura de pisos e instalações hidráulicas e ruínas de elementos estruturais de concreto.

Portanto, o duplo requisito para que as edificações em solo colapsável sofram recalque de colapso são o aumento da umidade até a inundação do solo e a atuação, nas fundações, de uma carga, no mínimo, igual a carga de colapso.

Estes solos já foram identificados em formações aluviais, coluviais, eólicas, solos residuais e em aterros pouco compactados (Booth, 1975; Clemence e Finbar, 1981; Dudley, 1970; Jennings e Knight, 1975; Suriol, Gens e Alonso, 1998; Vilar, Rodrigues e Nogueira, 1981; Vilar e Gaioto 1994).

Os primeiros registros sobre a ocorrência de recalques provocados pela inundação do solo, sem acréscimo de cargas, aconteceram na década de 1930, conforme relatado por Cintra (2009). Destaca-se o caso de uma escola ucraniana, com fundações em solo tipo *loess*, que após ter sofrido um incêndio, o edifício apresentou inclinação acentuada, exigindo escoramento. Conclui-se que o recalque de uma parte da construção ocorreu devido à água lançada pelos bombeiros.

No Brasil, os solos colapsáveis tem grande incidência ao longo do território nacional, sobretudo nas Regiões Centro-Sul e Nordeste do País. Rodrigues (2007) destaca uma série de cidades e estados onde ocorrem os solos colapsáveis, podendo destacar os estados de São Paulo, Minas Gerais, Pernambuco, Mato Grosso, Paraná, Distrito Federal, Tocantins e Bahia.

O primeiro problema de colapso em construção residencial no Brasil foi estudado por Vargas (1955), onde ele afirma que a argila porosa vermelha da cidade de São Paulo tem sido tradicionalmente um problema de fundações. Ele aponta que mesmo com tensões admissíveis reduzidas nas sapatas, os recalques resultantes suficientemente grandes para provocar trincas na alvenaria do edifício. Porém, em seu estudo não se associou esses recalques com a infiltração de água. Mais tarde no ano de 1970 Vargas faz essa correlação pela primeira vez, ao mencionar que no solo poroso do interior de São Paulo um simples vazamento de esgoto pode provocar o recalque de colapso nas fundações de uma casa pequena (Cintra, 2009).

Oliveira, Rodrigues e Lollo (2006) fizeram um estudo do colapso dos solos na cidade de Ilha Solteira (2006), onde observaram que a maioria dos casos de trincas e rachaduras nos edifícios da cidade estavam provavelmente associados à vazamentos de esgoto, tanto da

residência quanto da rede pública. Ainda neste trabalho, os autores apontam que chuvas fortes também podem configurar colapso no solo, pois a drenagem pluvial na cidade era defeituosa em alguns pontos, gerando inundação do solo da fundação.

2.2.1 Comportamento mecânico

Na tentativa de identificar e compreender os solos não saturados sujeitos ao colapso, diversos modelos empíricos e teóricos (constitutivos) têm sido propostos ao longo dos últimos anos. Dentre os critérios empíricos desenvolvidos, muitos se restringem apenas ao solo para os quais foram desenvolvidos, tornando sua aplicação limitada para solos com características iguais ou semelhantes.

Em laboratório, ensaios com controle de sucção tem permitido uma compreensão mais detalhada do comportamento dos solos não saturados, especialmente dos solos colapsíveis. Os métodos mais difundidos para a quantificação do colapso são o ensaio edométrico e o ensaio de compressão triaxial, ambos com controle de sucção, que possibilitam análises mais confiáveis das variáveis representativas do estado de tensões do solo não saturado.

Ensaio de campo em solos não saturados com inundação do solo têm sido bastante empregados na previsão da capacidade de carga do solo. Dentre os diversos tipos de ensaios que podem ser realizados, destacam-se a prova de carga em placa (Ferreira et al., 1990; Costa, 1999 e Freitas, 2016) e a prova de carga em estaca (Ferreira, 1998 e Carneiro, 1994). Serão abordados com mais detalhes, no capítulo 3 deste trabalho, os procedimentos e principais trabalhos sobre ensaios de prova de carga, tanto em sapatas como em estacas.

2.2.2 Ensaio Edométrico

A proposta do ensaio edométrico simples por Jennings e Knight (1975) representa um marco no estudo da colapsibilidade. Eles apresentam o conceito básico de recalque de colapso em fundações. Avaliaram que uma sapata com tensão admissível (σ_a), apoiada em uma camada de solo não saturado, sofre recalque, praticamente estabilizado no tempo, quando ocorre a ruptura de um conduto de água próximo a base da sapata. É o recalque de

colapso, sem alteração da tensão aplicada, mas com acréscimo importante da umidade devido à quebra do tubo.

A curva do ensaio edométrico simples apresenta uma linha vertical devido ao colapso do solo sob carga constante (Figura 4). Neste ensaio, o colapso é representado por uma deformação denominada potencial de colapso (PC) que pode ser calculada pela Equação 1.

$$PC = \frac{\Delta_{ec}}{1 + e_0} \cdot 100\% \quad \text{ou} \quad PC = \frac{\Delta_{Hc}}{H_0} \cdot 100\% \quad (1)$$

em que Δ_{ec} é a variação do índice de vazios pela inundação, e_0 é o índice de vazios inicial, Δ_{Hc} é a variação da altura do corpo de prova pela inundação e H_0 é a altura inicial do corpo de prova.

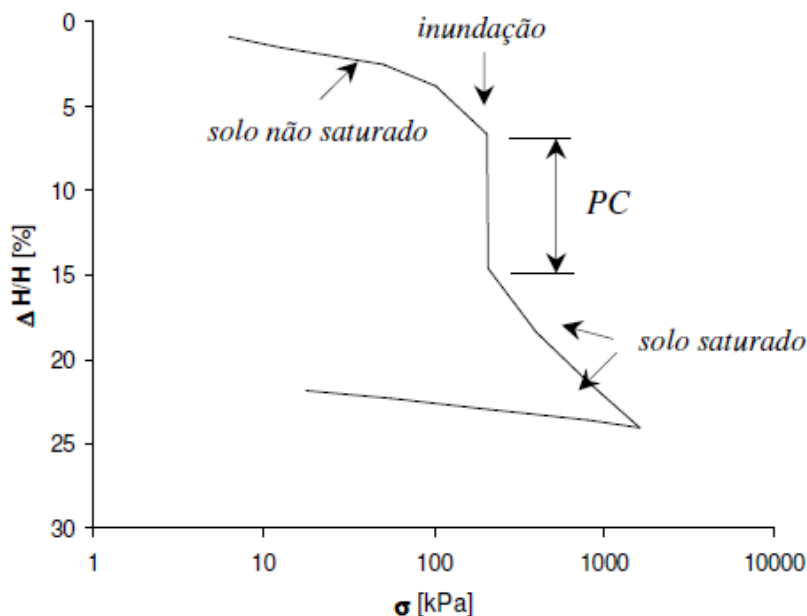


Figura 4 – Ensaio edométrico simples de Jennings e Knight (1975)

Jennings e Knight (1975) também estabeleceram o procedimento para caracterização do colapso através de ensaios edométricos duplos, largamente utilizado em laboratório. São ensaiados dois corpos de prova, o primeiro com umidade de campo e o outro pré-inundado, onde as curvas resultantes de cada ensaio são plotadas em um único gráfico e comparadas. Quanto maior a distância entre as curvas, maior são os colapsos esperados para cada nível de tensão aplicada.

A imposição e o controle da sucção são essenciais nos ensaios com solos não saturados, sobretudo em estudos de colapso, uma vez que a magnitude das deformações está diretamente relacionada com o comportamento hidromecânico do solo. Grigorian (1997) argumenta que a inundação do solo sob uma dada tensão reproduz melhor a configuração real da fundação, porém a curva carga x recalque no solo pré-inundado proporciona uma informação mais completa do comportamento do solo colapsível.

Rodrigues (2007) analisou por meio de ensaios edométricos com sucção controlada, a variação do potencial de colapso do solo com relação à tensão de inundação aplicada na amostra. O autor observou que as amostras ensaiadas apresentaram potenciais de colapso crescentes até um certo valor de tensão de inundação, e em seguida os resultados passaram a ser decrescentes. Notou-se também que as deformações das amostras foram maiores para os solos mais secos.

Vilar (1995) também estudou o comportamento de um solo colapsível com baixo grau de compactação utilizando ensaios edométricos com sucção controlada. O autor verificou o efeito da umidade de compactação nas deformações provocadas pelo umedecimento do corpo de prova. Além disso, avaliou a influência de ciclos de umedecimento e secagem e o efeito da sucção aplicada em diferentes trajetórias nas deformações pela inundação.

Capítulo 3 – Projeto de fundações

A fundação de um edifício, ou a infraestrutura, é responsável pela transferência das solicitações da superestrutura para o maciço de solo e/ou rocha. Portanto, a fundação é composta de duas partes: o elemento geotécnico (solo e/ou rocha) e o elemento estrutural de fundação (a sapata, a estaca ou o tubulão).

Cintra (2009) destaca que existem diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas, e as fundações profundas, como as fundações por estacas ou tubulões.

Outro tipo de classificação considera o modo de transferência de carga do elemento de fundação para o solo. Na fundação direta (sapata e tubulão) a transferência da carga do elemento estrutural para o maciço de solo ocorre principalmente pela base do elemento de fundação. O tubulão é considerado uma fundação direta apesar de ter uma pequena parcela de atrito lateral (principalmente nos tubulões pneumáticos) que pode ser desprezada. Na fundação por estacas (ou indireta) a transferência de carga ocorre tanto pela base da estaca como pelo fuste, onde o contato com a camada de solo gera uma superfície de atrito. Em estacas com diâmetro pequeno, de maneira geral, a contribuição da resistência de ponta é pequena, podendo ser desprezada a favor da segurança nos casos em que a camada de solo apresenta baixa compacidade na região da ponta.

3.1 Fundações diretas

Uma fundação direta, segundo a definição fornecida pela NBR 6122 (ABNT, 2019), é o elemento de fundação que transmite as solicitações advindas da superestrutura ao terreno em forma de tensões distribuídas sob a base da fundação, e que está assentado no terreno a profundidade de no mínimo duas vezes a sua menor dimensão.

Existem três tipos de fundações diretas: a sapata, o *radier* e o tubulão. Para a finalidade desta pesquisa, será abordado apenas o dimensionamento de sapata como fundação direta,

pois esta é utilizada em grande escala para edificações de pequeno porte, sendo de fácil execução e baixo custo.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define uma sapata como o “*elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada.*” A sapata, de maneira simplificada, é o “alargamento” do pilar em uma dimensão tal que a transferência de cargas entre ela e o solo ocorra sem que haja ruptura do concreto, da armadura ou do maciço de solo.

Existem diversos tipos e configurações de sapatas determinados pela grande variabilidade da forma e disposição dos elementos estruturais que se apoiam nas sapatas, sendo então as sapatas classificadas como isoladas, associadas, de divisa, com viga de equilíbrio, etc. A sapata isolada transmite ao solo as ações de um único pilar, sendo comumente utilizada nas edificações. Existem diversas formas que a sapata isolada pode ter em planta, sendo que a retangular é a mais comum. Sapatas quadradas são um caso particular de sapata retangular e, portanto, são também usuais na prática.

3.1.1 Estimativa da tensão admissível

A tensão admissível em fundações por sapatas, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), é a tensão aplicada ao solo que provoca apenas recalques que possam ser suportados pelas sapatas, e simultaneamente oferecendo segurança contra a ruptura ou escoamento do solo ou da sapata.

No caso das fundações diretas existem alguns métodos para estimar a tensão admissível do sistema sapata-solo. Cintra et al. (2003) destaca quatro métodos baseado na proposta da NBR 6122 (ABNT, 2010): métodos teóricos; métodos empíricos; métodos semi-empíricos; prova de carga em placa.

As formulações teóricas de maior destaque foram propostas por Terzaghi (1943) e Vesic (1975). Ambos os autores propõem modelos de ruptura do maciço de solo, em que a ruptura acontece de maneira bem definida ou mal definida (Vesic propõe ainda uma ruptura intermediária). As equações levam em consideração a coesão do solo, o peso específico do solo onde a sapata está assente, a menor largura da sapata e, por fim, a pressão efetiva do

solo na cota de apoio da fundação e os fatores de carga (funções do ângulo de atrito interno do solo).

Os critérios empíricos são definidos pela NBR 6122 (ABNT, 2010) através da caracterização do terreno, isto é, por meio de investigações de campo e/ou teóricas. Alguns métodos, como o de Terzaghi e Peck (1948), se baseiam no SPT (*Standard Penetration Test*) para estimar a tensão admissível do solo. Outros autores propõem aprimoramentos para a formulação de Terzaghi e Peck, podendo citar os estudos de Meyerhof (1965), D'Appolonia et al. (1970) e Perflöff e Baron (1976). A própria norma brasileira apresenta uma tabela de tensões admissíveis básicas em função da descrição do solo, mas esta adverte que seu uso se dá apenas para orientação inicial, com uso restrito a cargas não superiores a 1.000 kN por pilar.

Outra maneira de estimar a tensão admissível do solo é utilizando métodos semi-empíricos, no qual as teorias da Mecânica dos Solos são adaptadas usando as propriedades dos materiais, estimadas com base em correlações. Os métodos consagrados de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) propostos para estimativa da capacidade de carga de fundações para tubulões podem ser adaptados para a estimativa da tensão admissível de fundações diretas.

A melhor maneira de determinar os recalques e a capacidade de carga do sistema solo-sapata seria a utilização de um protótipo de sapata em tamanho real, com recalque crescente em longos intervalos de tempo para se observar o recalque. Porém, tal procedimento seria muito dispendioso e inviável, então utiliza-se a sapata em escala reduzida, através do ensaio de carga em placa, para determinar os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.

3.1.2 Prova de carga em placa

A prova de carga em placa, ensaio regulamentado pela NBR 6489 (ABNT, 1984), é um método experimental que procura reproduzir o comportamento da solicitação de uma fundação. Os resultados englobam a relação entre o comportamento do solo e a placa, com as diferentes camadas de solos que sofrerão interferência pela placa. A prova de carga em placa tem sido utilizada em larga escala para previsão do comportamento do sistema sapata-

solo, fornecendo uma alternativa frequente para estimar os valores da tensão admissível. Na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques.

O ensaio consiste na instalação de uma placa na mesma cota de projeto da base das sapatas, e aplicação de carga, em estágios, com medida simultânea de recalques. A placa é circular com diâmetro de 80 cm e é feita de aço. Com os resultados do ensaio de carga em placa é possível traçar a curva tensão-recalque, da qual se obtém a estimativa da tensão admissível. Para tanto é preciso caracterizar o tipo de ruptura do solo. A ruptura do maciço de solo é atingida quando a resistência ao cisalhamento do solo é menor que a tensão aplicada pela sapata. É necessário, então, definir os modos de ruptura.

Considere uma sapata de concreto armado, de base retangular. Se aplicarmos uma força vertical de compressão no topo da sapata, esta irá mobilizar tensões resistentes no maciço de solo que são normais à base da sapata no contato sapata-solo (Cintra, 2009). Da mesma maneira, pelo princípio da ação e reação, o solo também aplica uma tensão, de mesmo valor e intensidade, na base da sapata.

O aumento dessa força, e por consequência da tensão, promove o surgimento de uma superfície de ruptura no interior do maciço de solo. Define-se capacidade de carga do elemento de fundação (σ_r) a resistência máxima do sistema sapata-solo na iminência da ruptura do maciço de solo, isto é, a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada.

A ruptura do solo, ou então a perda da capacidade de carga do sistema sapa-solo, ocorre de diferentes maneiras, dependendo das características mecânicas do solo e da configuração de assentamento da sapata. Tal fenômeno é denominado mecanismo (ou modo) de ruptura. Após seu extensivo estudo, Vesic (1975) descreve os mecanismos de ruptura em três categorias: ruptura geral, ruptura local e ruptura por puncionamento.

É necessário ressaltar a diferença existente entre as definições dos mecanismos de rupturas apresentadas por Vesic (1975) e Terzaghi (1943). Karl Terzaghi, pioneiro da Mecânica dos Solos e também dos estudos deste tema, caracterizou dois modos extremos de ruptura, sem o mecanismo intermediário apresentado por Vesic, denominados de ruptura

geral e ruptura local, para solos muito e poucos rígidos, respectivamente. Portanto, deve-se admitir que a ruptura local de Terzaghi corresponde a ruptura por punção de Vesic.

Assim, no caso de fundações diretas, considera-se que ocorre ruptura geral em solos rígidos (areias compactas a muito compactas e argilas rijas a duras), ruptura por punção em solos compressíveis (areias pouco compactas e fofas e argilas moles e muito moles), e ruptura local em solos intermediários (areias medianamente compactas e argilas médias) (Cintra, 2009).

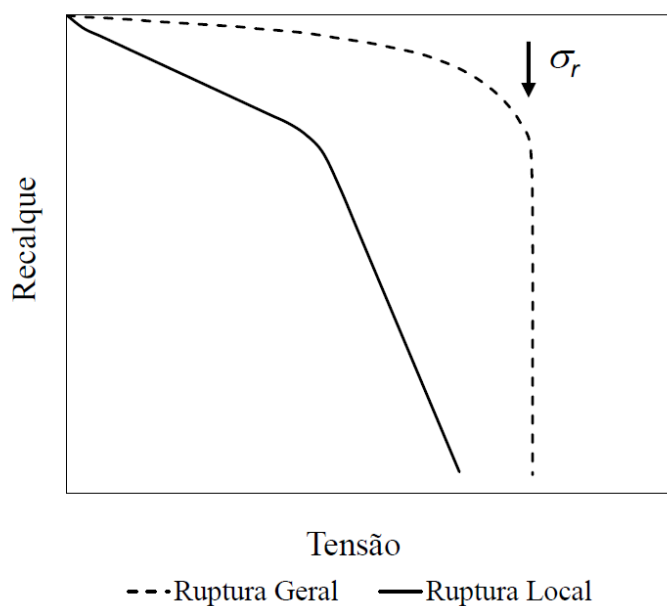


Figura 5 – Tipos de ruptura

A ruptura geral usualmente está associada a solos mais resistentes (areias compactas e argilas rijas). A ruptura acontece de maneira abrupta e catastrófica, levando ao tombamento da sapata e à formação de uma elevação considerável na superfície do terreno (Cintra, 2009). Nesta situação, a ruptura está bem definida, e pode ser observada quando a curva do gráfico inicia uma descida (Figura 5), indicando um recalque sem aumento significativo de carga. Pode-se dizer então que esta carga, definida pelo trecho vertical da curva, representa a capacidade de carga (σ_r). Neste caso, a tensão admissível (σ_a) é obtida mediante a aplicação de um fator de segurança igual a dois.

Quando a ruptura é localizada, não é possível obter a capacidade de carga do solo diretamente da curva tensão-recalque. Teixeira e Godoy (1996) relatam o uso no Brasil, desde 1955, do critério de obras da cidade de Boston (EUA), desenvolvido para placa quadrada de 30 cm de lado, sem nenhuma adaptação para a placa circular de 80 cm utilizada no ensaio de prova de carga (Cintra, 2009). Segundo o critério de Boston, a partir da curva de tensão-recalque obtida no ensaio, considera-se os valores de recalque de 10 e 25 mm e suas tensões correspondentes (σ_{10} e σ_{25}) e adota-se como tensão admissível (σ_a) o menor entre os dois valores, conforme apresentado nas equações abaixo.

$$\sigma_a \leq \sigma_{10} \quad (3)$$

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{25}}{2} \quad (4)$$

Solos com comportamento colapsível podem sofrer recalque de colapso, isto é, recalque repentino após seu umedecimento. Estes solos porosos e não saturados têm sua capacidade de carga diretamente relacionada à sucção no solo, que na presença de água devido à inundação sofrem redução e, conseqüentemente, colapso. Dos estudos e métodos de ensaios disponíveis, a prova de carga em placa tem sido uma forma eficiente para previsão do comportamento colapsível dos solos não saturados.

Inicialmente os ensaios não consideravam o papel da sucção no comportamento mecânico dos solos. Por isso, o ensaio de prova de carga em placa foi constantemente adaptado. Para que ocorra o colapso é necessário que a tensão aplicada na placa combinada à inundação do terreno seja maior do que a tensão de ruptura. Como ilustrado na Figura 6 dois ensaios são realizados: um com umidade de campo e outro pré-inundado. Neste caso, a curva tensão-recalque não apresentará descontinuidade proveniente do colapso (como nos ensaios que não consideram o papel da sucção), porém nota-se que a capacidade de carga do solo pré-inundado é menor que no solo com umidade de campo.

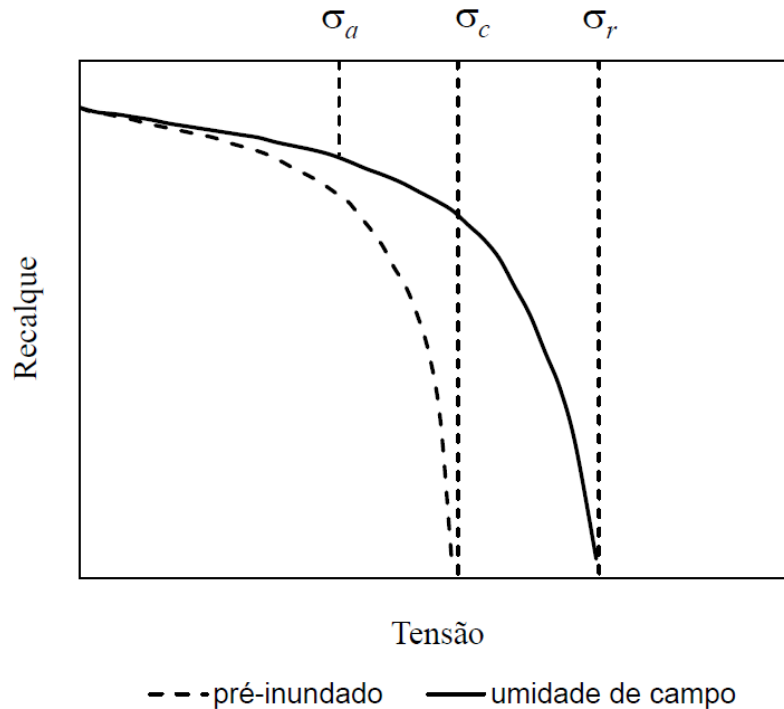


Figura 6 – Comparação entre resultados de prova de carga com e sem pré-inundação (Costa, 1999)

Cintra, Aoki e Albiero (2003) destacam a importância da realização de uma prova de carga com pré-inundação. Desse modo, é possível extrair o valor da capacidade de carga (σ_r) diretamente do ensaio. Outra consideração dos autores destaca a dependência da curva carga-recalque com a sucção. Valores mais altos de sucção resultam em diminuição da deformabilidade do solo e aumento da capacidade de carga.

Costa (1999) avaliou o colapso do solo para diferentes níveis de sucção utilizando provas de carga em placa. Em seus resultados, ele apresenta as curvas de carga x recalque obtidas no ensaio, apresentadas na Figura 7. A partir da análise das curvas, observa-se que quanto maior a sucção do solo, maior a sua resistência.

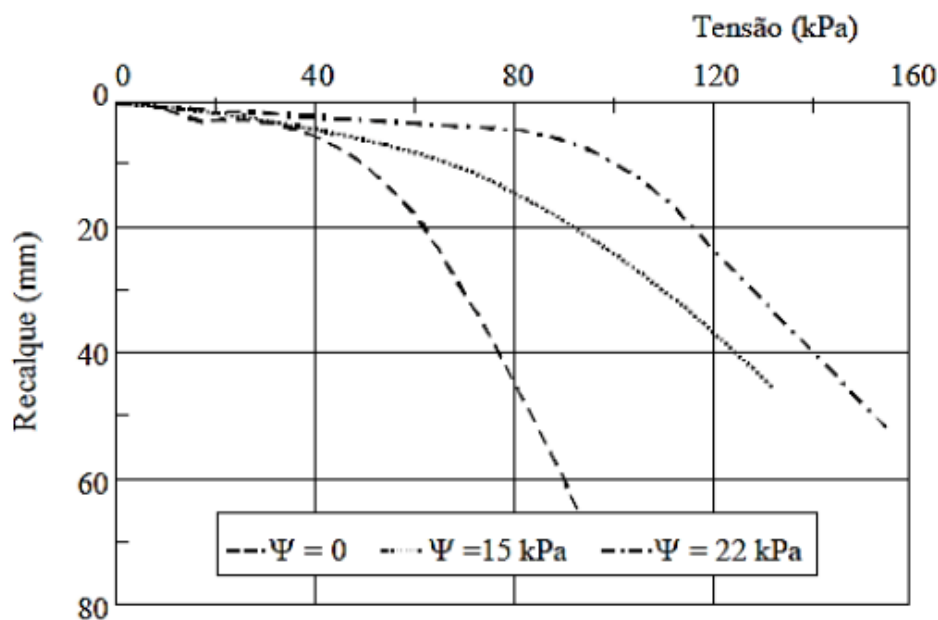


Figura 7 – Resultados do ensaio de prova de carga em placa para diferentes valores de sucção

3.1.3 Melhoria do solo por compactação

A compactação dos solos é uma prática antiga da engenharia para melhorar o comportamento do solo. A compactação, de modo geral, é o processo pelo qual o solo tem seu índice de vazios reduzido em consequência da aplicação de uma carga.

A quantidade de água é um parâmetro importante para a compactação, assim como a energia de compactação e o tipo do solo. Ao se compactar o solo, o esforço pode ser mais ou menos efetivo de acordo com a granulometria e a plasticidade do solo (Vargas, 1978).

A compactação como solução para solos não saturados colapsíveis já vem sendo utilizada no Brasil há alguns anos, apesar de se ter poucos estudos recentes sobre o tema. Para reduzir substancialmente o recalque de colapso o solo pode ser compactado até a metade do bulbo de tensões, viabilizando o emprego de fundações em sapata. O próprio solo escavado, até uma profundidade z , contada a partir da cota de apoio da sapata e igual à largura B da sapata, é reposto em camadas compactadas, conforme o esquema da Figura 8. Segundo Cintra (2009), mesmo uma compactação manual, com soquete de madeira, e sem controle do grau de compactação, pode ser eficaz.

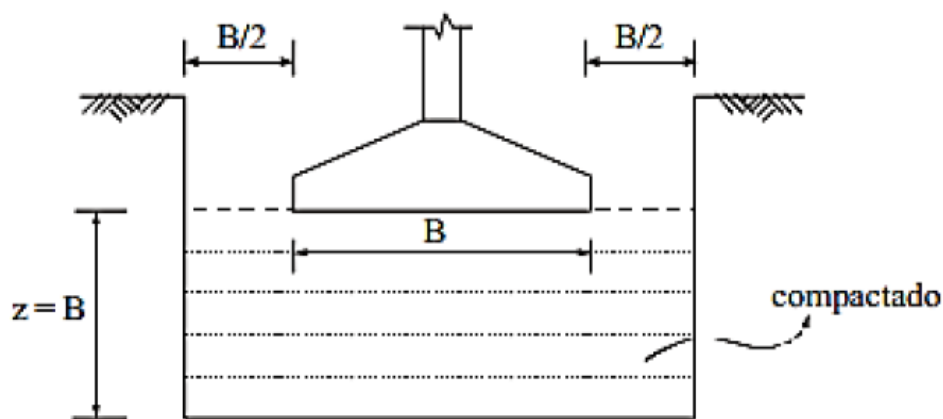
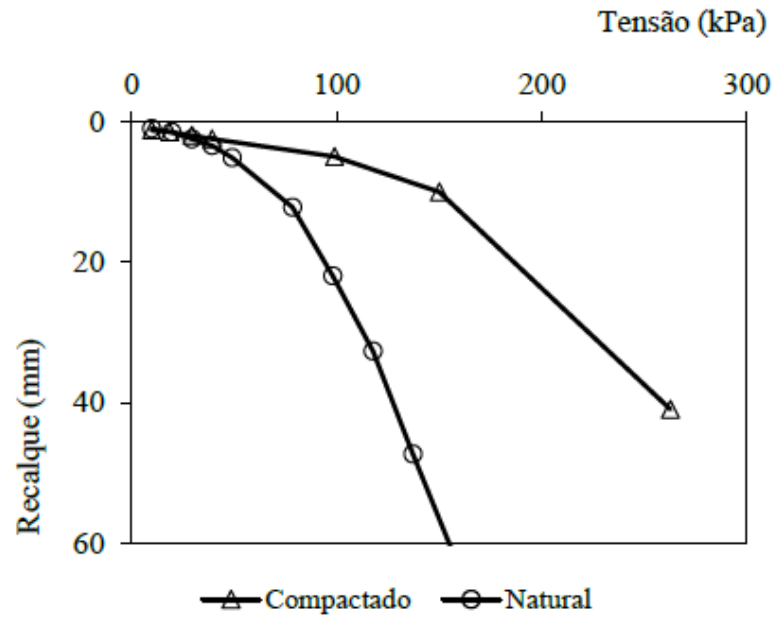
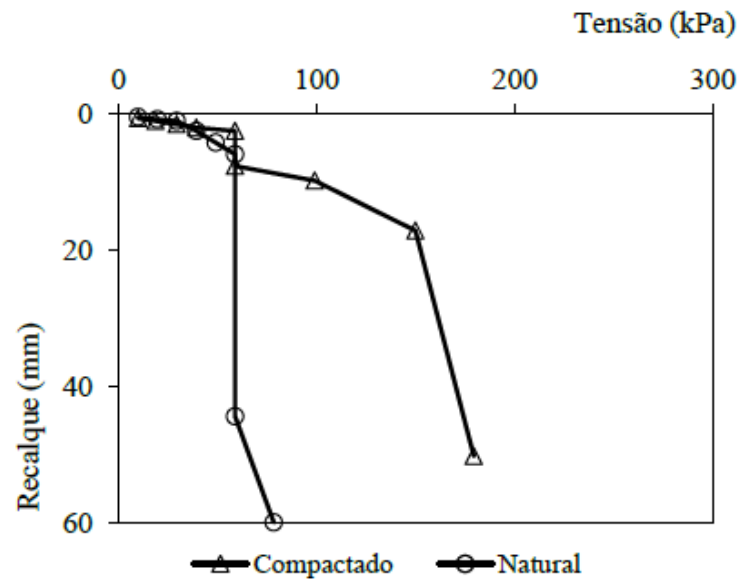


Figura 8 – Uso de sapatas em solo colapsível compactado (Cintra, 2009)

Este modelo foi proposto por Souza (1993) para ensaiar protótipos de sapata e realizar provas de carga em placa sobre o solo colapsível com base de assentamento compactada e natural. Os ensaios foram realizados com inundação para ambos os casos, afim de se avaliar o efeito da colapsibilidade. Os resultados das provas de carga em placa (Figura 9) mostram que a compactação causou um enrijecimento do solo, isto é, o solo de fundação compactado sofre menores recalques para o mesmo nível de tensão. Ainda apontou que é possível identificar que o solo compactado é menos suscetível ao colapso. Os resultados dos ensaios nos protótipos de sapata mostram a superioridade da fundação sobre solo compactado em todas as etapas analisadas. Os recalques foram reduzidos em 60% na etapa de concretagem das sapatas, 66% durante o assentamento da alvenaria, 54% durante o carregamento dos muros e em 79% na etapa de inundação.



Prova de carga em placa sem inundação



Prova de carga em placa com inundação

Figura 9 – resultados do ensaio de prova de carga em placa (Souza, 1993)

Cintra (2009) destaca a importância dessas reduções de recalque por este processo de compactação, visto que o solo colapsível foi compactado apenas até a metade do bulbo de tensões. Ocorre que no topo da camada não melhorada (distância B a partir da base da sapata) chega uma tensão propagada de apenas 25% da tensão aplicada, que consequentemente reduz o colapso. Obviamente, quanto mais espessa a camada compactada, maior a eficácia da solução. Para uma espessura $2B$, a tensão propagada ao topo da camada não compactada é de apenas 10%. Porém, economicamente a solução deixa de ser interessante.

3.1.4 Melhoria do solo através de colunas compactadas

Outra técnica utilizada para melhorar as propriedades dos solos com baixa resistência é o reforço do solo com colunas de compactação. O procedimento consiste na introdução de material compactado com grandes energias através de esforços dinâmicos, pela vibração ou por grandes pressões. Ocorre o deslocamento das partículas do solo durante a execução das colunas, provocando a redução do índice de vazios do solo e aumentando, por sua vez, a sua resistência. Existem diversos métodos de reforço com colunas de compactação e sua escolha depende de fatores como as características do solo, profundidade da camada a ser compactada, tipo e utilização da estrutura projetada e altura do nível de água.

Dentre as soluções disponíveis e consolidadas na prática da engenharia geotécnica no Brasil, se destacam os seguintes tipos de reforço do solo utilizando colunas de diferentes componentes, descritos e explicados a seguir.

a) Colunas de areia e brita

O princípio fundamental do reforço com colunas granulares é o deslocamento do solo natural provocado pela introdução de volume de materiais granulares compactados, geralmente em forma de cilindros, com a finalidade de reduzir recalques e aumentar a capacidade de carga do maciço tratado (Passos, 2005). Segundo o estudo conduzido por Gusmão Filho (1994), em cidades como João Pessoa, Natal e Aracajú, a grande maioria das obras de fundações são projetadas utilizando sapatas com melhoramento prévio do solo de apoio, utilizando estacas de areia e brita, ou somente de areia vibrocompactada.

Existem duas técnicas de execução das colunas de compactação: a vibro-substituição e o vibro-deslocamento. Na vibro-substituição são executados furos cilíndricos no interior do maciço por meio de uma sonda denominada “torpedo”. Nessa técnica água ou ar podem ser usados como fluidos de desagregação do solo, dispersado pela extremidade da agulha da sonda. O material granular é lançado dentro do furo e vibrado, dando origem a uma coluna com maior resistência que o solo natural (Figura 10).

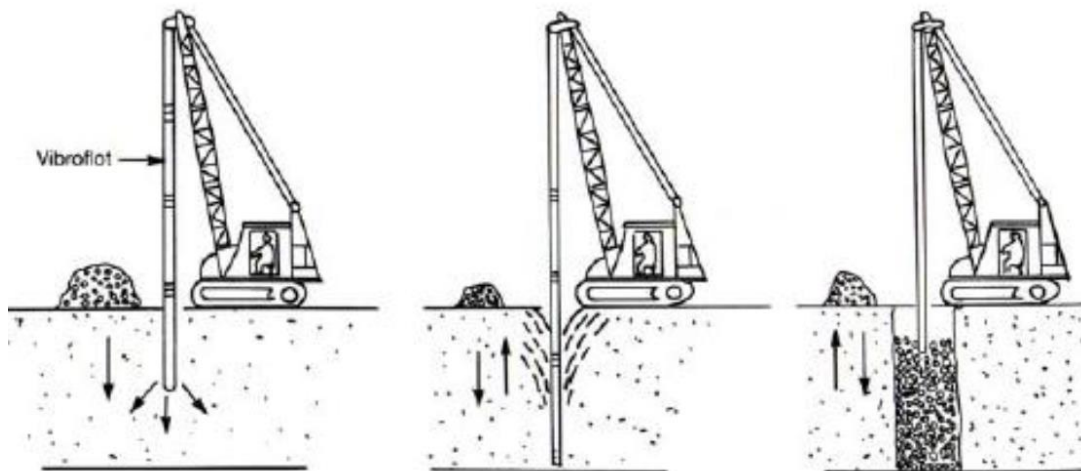


Figura 10 – Técnica de execução por meio de vibro-substituição (Soares, 2002)

A reação do solo durante o processo de compactação depende do tipo de solo e da energia empregada, existindo diferença entre a compactação de solos coesivos e não coesivos. Em solos coesivos, a presença dos finos dificulta a transmissão dos efeitos de vibração ao solo, que são absorvidos em um raio relativamente pequeno a partir do ponto de aplicação da força compactadora. Para esses casos, o aumento da resistência dos solos contendo finos é alcançado através do uso de materiais de preenchimento com maior granulometria, pois as colunas funcionam como drenos, acelerando o adensamento destes solos (Soares, 2002).

Segundo Soares (2002) indica em seus estudos, a técnica de vibrodeslocamento pode ser executada com o equipamento com torre, utilizado na execução de estacas do tipo Franki. O procedimento de execução consiste na cravação de um tubo de revestimento por meio de vibração e, em seguida, é feita a retirada do tubo simultaneamente à introdução do material

(solo ou brita, ou uma combinação destes) e subsequente apiloamento do material com auxílio de um pilão operando em ciclos de queda livre.

O diâmetro das colunas de compactação mais utilizados na prática variam entre 0,6 m e 1,0 m, e o espaçamento entre as colunas pode variar entre 1,5 m a 3,5 m, podendo estar dispostas de forma retangular ou triangular (Mitchell, 1981). Broms (1991) ressalta que as colunas podem ser utilizadas para compactar solos granulares até a profundidade de 25 m sem que sua eficácia seja comprometida, e acrescenta que o diâmetro da coluna está relacionado à resistência ao cisalhamento e à compressibilidade do solo. Já o espaçamento entre as colunas dependerá da densidade inicial do maciço de solo e do seu grau de compactação final desejado no projeto.

Freitas (2016) realizou ensaios de prova de carga em solo colapsível reforçado por meio de colunas de solo compactado na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC – USP). Os ensaios foram realizados com inundação do solo, para avaliar o efeito da colapsibilidade. Das análises propostas pela autora, ela constatou o ganho de capacidade de carga e a redução dos recalques devido ao reforço por compactação. Observou-se um aumento da capacidade de carga de quatro vezes em consequência da instalação do reforço.

A partir de seus estudos na cidade de Recife, Gusmão Filho (1994) aponta que quanto maior a compacidade inicial do solo melhorado por colunas granulares de compactação, menor será o efeito do reforço do solo. Para camadas com SPT inicial superior a 20 golpes, o efeito do melhoramento é quase nulo para energia comumente adotada na prática do local.

b) Colunas encapsuladas

Uma outra técnica de melhoria do solo é o reforço através de colunas de areia, brita ou solocimento encapsulados com material geossintético de alta resistência, recurso utilizado em solos moles compressíveis (Figura 11). A fundação do geotêxtil é garantir a permeabilidade da camada e possibilitar que as colunas funcionem não somente como elementos resistentes, transmitindo cargas de fundação aos estratos mais resistentes, mas também como drenos (Nogueira, 2010).



Figura 11 – Reforço de solo com colunas encapsuladas (Araújo, apud Freitas, 2016)

O desempenho de colunas granulares encapsuladas com diferentes tipos de geossintéticos foi avaliado por Ayadat e Hanna (2005), comprovando a eficiência do reforço quanto ao aumento da capacidade de carga e redução do recalque dos solos compressíveis com comportamento colapsível. O aumento da capacidade de carga é explicado pelo acréscimo das tensões laterais advindas do reforço que envolve a coluna. Quanto aos diferentes tipos de geossintéticos avaliados, os autores concluíram que a resistência última das colunas aumentou em função do acréscimo da rigidez do geossintético utilizado.

c) Colunas de solocimento

O reforço do solo com colunas de solocimento apresenta um grande potencial de aplicações em fundações diretas para obras de pequeno porte, como residências térreas e sobrados. Contudo, sua aplicação em solos superficiais colapsíveis não é geralmente recomendada (Freitas, 2016)

A principal desvantagem do uso de colunas de solocimento como material de construção do reforço é o dilema que a variedade de solos disponíveis no Brasil impõe, implicando na necessidade dispendiosa da realização de ensaios de granulometria, índices físicos e compactação, necessários para a caracterização das jazidas que serão utilizadas (Segantini et al., 1994).

Segundo Conciani (2006), a mistura dos materiais solo e cimento já vem sendo utilizado no Brasil desde 1948 como técnica de reforço e estabilização do solo. Alguns fatores que afetam a resistência de um solo misturado com cimento são o tipo de solo utilizado, a

dosagem de cimento e a proporção água/cimento da mistura. Quanto maior o teor do cimento, maior é a resistência da mistura, no entanto, maior será o custo final do reforço.

Segundo Farouk et al. (2013), as colunas de solocimento podem reduzir os recalques em até 80%, porém os resultados dependem do número de colunas utilizado e da profundidade das colunas de solocimento.

d) DSM (Deep Soil Mixing)

As colunas de solocimento também podem ser executadas segundo a metodologia denominada DSM (do inglês “*deep soil mixing*”). A melhoria do solo é proporcionada pela mistura *in situ* do solo com aglutinantes estabilizadores que reagem com o solo e com a água presente nos seus poros. Os materiais mais empregados no tratamento do solo pela metodologia DSM são o cimento e a cal, podendo também ser utilizada uma combinação dos dois em alguns casos. A seleção do agente estabilizador e a determinação da sua dosagem dependem das características do solo local e do aumento de resistência desejado.

Os componentes estabilizadores são injetados no solo de forma seca ou úmida por meio de equipamento de perfuração do solo, e em seguida o aglutinante é lançado e misturado com o solo por meio da rotação de pás do equipamento, formando a mistura das colunas de solocimento (Figura 12). Os diâmetros mais comuns variam de 0,5 m a 1,5 m, e as colunas podem atingir profundidades de até 40 m.

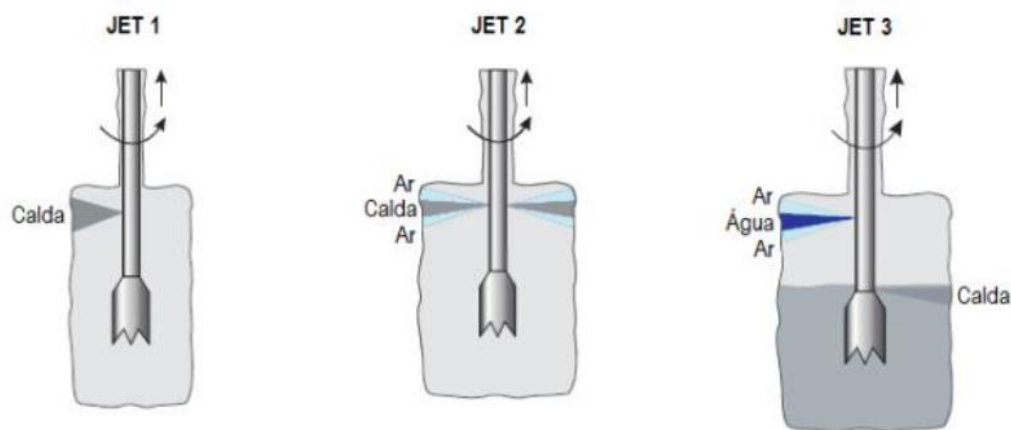


Figura 12 – Metodologias de Jet Grouting tradicionais – monofluido, bifluido e trifluido (Carelto, 2009)

Os principais objetivos de adotar a técnica DSM de reforço são o aumento da resistência do solo e redução da deformabilidade e permeabilidade do maciço, sendo esta última uma solução bastante conveniente para solos contaminados. As principais aplicações de colunas DSM em obras de geotecnia são: paredes *cut-off*, paredes de contenção, tratamento do solo, remediação e controle de área contaminadas, redução da liquefação de solos arenosos, redução de recalques em aterros rodoviários e aterros de acessos de pontes, escavação de taludes e reforço de solos orgânicos e argilosos.

e) Jet Grouting

O *jet grouting* é uma técnica de tratamento do solo proporcionada pela injeção de um jato de calda de cimento no solo. Essa metodologia pode ser aplicada a qualquer tipo de solo, não havendo restrições granulométricas, geológicas ou da presença de água no maciço. Além disso, as colunas podem ser executadas em várias direções: horizontal, vertical e inclinada, conforme a necessidade, proporcionando uma grande variedade de aplicações para essa técnica.

Algumas aplicações do *jet grouting*, segundo Carletto (2009), para tratamento do solo são: estabilização temporária de emboques e desemboque de túneis, formação de cortinas de vedação em barragens, paredes de contenção e laje de fundo para escavações cilíndricas, reforço de fundações, estabilização de taludes com risco de escorregamento, e execução de colunas de reforço em solos moles para melhor transmitir os carregamentos à camada subjacente.

3.1.5 Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas

A compreensão e análise das tensões na interface solo-estrutura é fator crucial no dimensionamento de sapatas de fundação. Diversos estudos analíticos e de campo indicam que a pressão exercida no solo não é necessariamente uniforme, e depende de vários fatores como a excentricidade do carregamento, presença de momentos fletores, rigidez da estrutura de fundação, características do solo e rugosidade da base da fundação.

Como a consideração de uma distribuição de pressão não uniforme ao longo da base da sapata é muito dispendiosa, é comum admitir carregamentos uniformes no seu dimensionamento, sendo que o erro cometido em tal aproximação não é significativo.

Segundo o item 22.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para sapatas rígidas pode-se *“admitir plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-terreno, caso não se disponha de informações mais detalhadas a respeito.”* Acrescido a isto, o item 7.6.1 da NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda que a área da fundação solicitada por cargas centradas deve ser tal que as tensões transmitidas ao terreno, admitidas uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou tensão resistente de projeto do solo de apoio. E no item 7.8.1 diz que as sapatas devem ser calculadas considerando-se diagramas de tensão na base representativos e que são função das características do solo (ou rocha).

Para determinar as diretrizes de projeto, faz-se necessário escolher dentre os variados modelos disponíveis qual a geometria da sapata será utilizada e também definir o modelo de comportamento estrutural a ser utilizado. Para edificações de pequeno porte a solução de sapatas isoladas rígidas atende satisfatoriamente os requisitos de projeto, e apresenta um equacionamento mais simplificado.

O projeto de sapatas isoladas é baseado nos estudos de investigações experimentais de Talbot (1913, apud Bastos, 2016) e Richart (1948, apud Bastos, 2016). Em 1913, Talbot realizou um ensaio experimental em 197 sapatas, e seus resultados representaram um avanço para a compreensão do comportamento estrutural de sapatas, dos seus mecanismos de ruptura, e também ressaltam a importância da força cortante nas sapatas. Somado a isto, em 1948, Richart apresentou resultados de 156 ensaios em sapatas de várias formas e detalhes construtivos.

O relatório do ACI-ASCE de 1962 apresentou uma síntese dos diversos dados experimentais e o desenvolvimento de análise e projeto de sapatas atualmente utilizadas nos Estados Unidos. Os modelos são simplificações do comportamento das sapatas, porém, são conservativos e seguros, sendo ainda utilizados até os dias de hoje. O projeto de sapata isolada tem as seguintes fases: estimativa das dimensões da sapata, dimensionamento das armaduras de flexão, e as verificações: das tensões de compressão diagonais, da punção

(somente para sapatas flexíveis), da aderência da armadura de flexão e do equilíbrio referente ao tombamento e ao deslizamento (Bastos, 2016).

3.1.6 Comportamento estrutural

A sapata pode ser comparada a uma laje lisa invertida, com seus balanços diretamente apoiados no pilar, e submetida aos esforços solicitantes internos de momento fletor e força cortante. O mecanismo de ruptura das sapatas é o mesmo das lajes lisas (Figura 13). O comportamento estrutural das sapatas pode ser analisado segundo a rigidez da sapata, se rígida ou flexível.

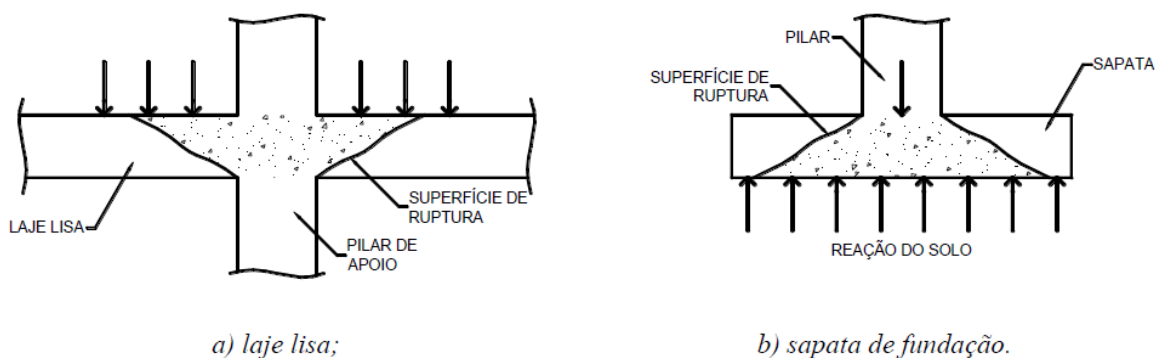


Figura 13 – Analogia entre laje lisa e sapata (Bastos, 2016)

As sapatas rígidas são mais comuns nos projetos de fundações, pois são menos deformáveis, estão menos sujeitas à ruptura por punção, e são mais seguras. As sapatas flexíveis são caracterizadas pela sua pequena altura, e geralmente são utilizadas em solos relativamente fracos, sob ação de cargas baixas.

Para a determinação da rigidez da sapata, o critério do CEB-70, compreendido na NBR 6118 (ABNT, 2014), considera como sapata rígida quando o ângulo β ($\text{tg } \beta = h/c_A$) fica compreendido entre os limites:

$$0,5 \leq \text{tg } \beta \leq 1,5 \quad (5)$$

$$(26,6^\circ \leq \beta \leq 56,3^\circ) \quad (6)$$

Se $\tan \beta < 0,5$, então a sapata é dita flexível, e se $\tan \beta > 0,5$, não é considerada sapata, e sim bloco de fundação direta (que dispensa armadura de flexão). O ângulo β é o indicado na Figura 11.

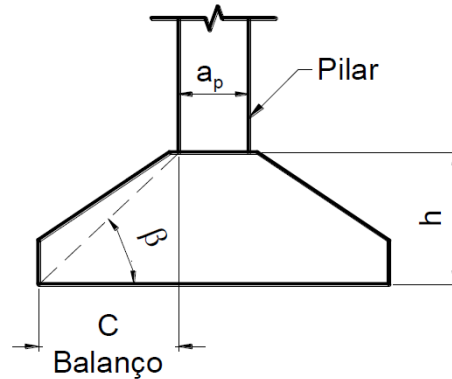


Figura 11 – Ângulo β (Bastos, 2016)

A possível ruptura devido às tensões de compressão diagonais deve ser verificada nas seções correspondentes ao perímetro do pilar, chamada superfície crítica C , conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014). A sapata rígida, por suas dimensões em planta e sua altura relativamente grande, não rompe por punção, pois está compreendida inteiramente dentro do cone de punção (Figura 14).

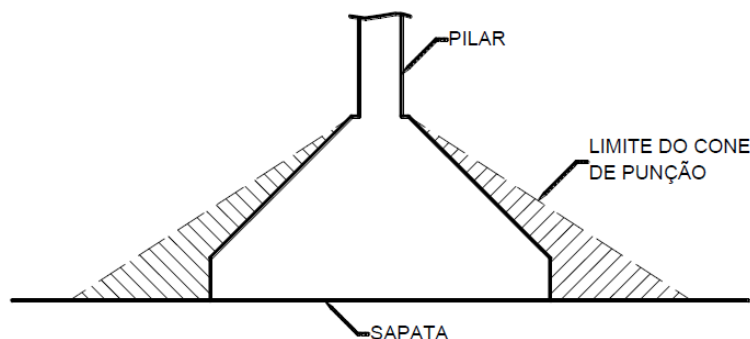


Figura 14 - Sapata rígida dentro do cone de punção (Bastos, 2016)

3.1.7 Detalhes construtivos

As normas brasileiras NBR 6122 (ABNT, 2019) e NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentam uma série de recomendações e limites para o dimensionamento de sapatas isoladas retangulares:

- Todas as partes da fundação superficial em contato com o solo devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura.
- As sapatas devem estar assentes em profundidade mínima de 1,0 m.
- A superfície de topo da sapata deve ter a mesa maior que a seção transversal do pilar, com pelo menos 2,5 cm, facilitando a montagem e apoio das fôrmas do pilar.
- Para evitar a possível ruptura nos lados da sapata, é importante executar as faces extremas em superfície vertical (Figura 15).
- A dimensão maior da base não deve superar cinco vezes a largura ($A \leq 5B$), quando $A > 5B$, a sapata é chamada corrida (Figura 16).
- A menor dimensão em planta de uma sapata não deve ser inferior a 60 cm.
- O centro de gravidade do pilar deve coincidir com o centro de gravidade da base da sapata, para qualquer forma do pilar (Figura 17).
- Para um dimensionamento econômico, é indicado que os balanços da sapata nas duas direções (C_A e C_B) sejam iguais ou aproximadamente iguais (Figura 18).
- A razão entre as dimensões da sapata (A/B) não deve exceder o valor de 2,5.

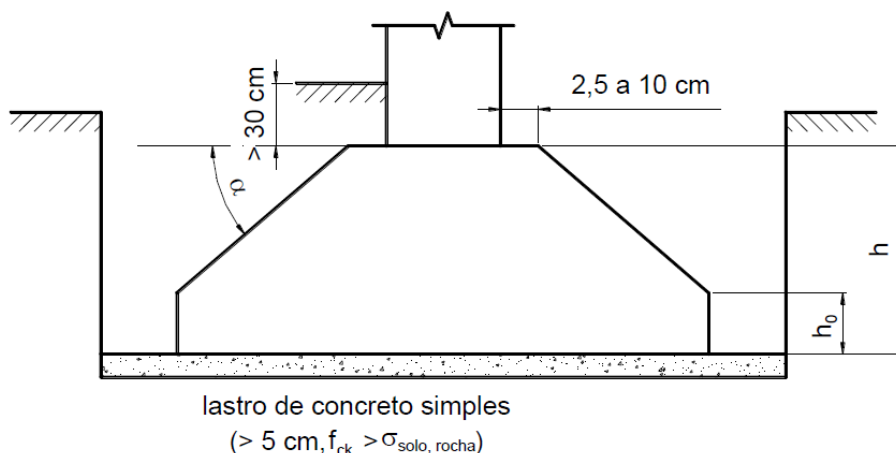


Figura 15 - Detalhes construtivos para sapata (Bastos, 2016)

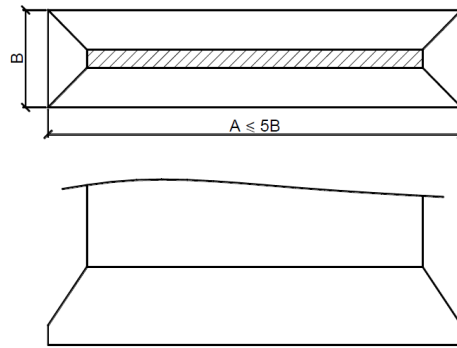


Figura 16 - Limite para sapata retangular (Bastos, 2016)

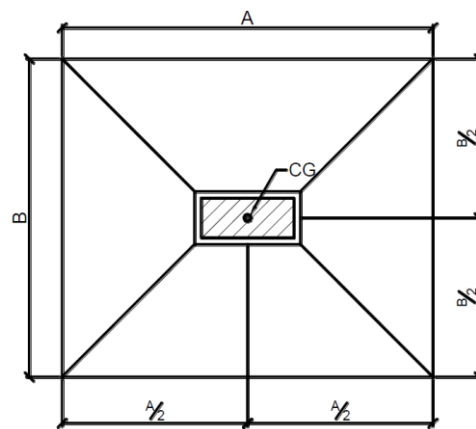


Figura 17 - CG do pilar coincidente com o CG da sapata (Bastos, 2016)

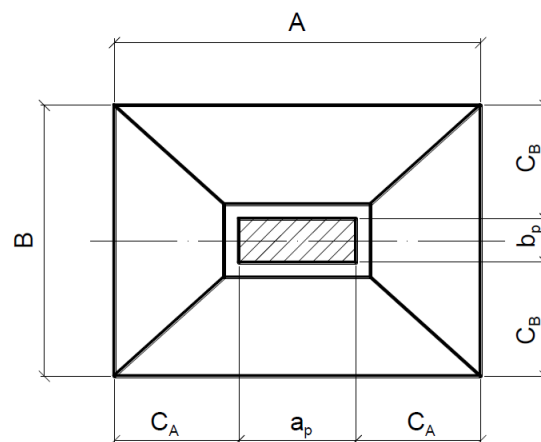


Figura 18 - Sapata com balanços iguais (Bastos, 2016)

3.1.8 Estimativa das dimensões da sapata

A Figura 16 define as distâncias da face do pilar à extremidade da sapata (nas duas direções), comumente chamadas de balanços (c_A e c_B). Para obtenção de momentos flettores solicitantes e armaduras de flexão semelhantes nas duas direções da sapata, procura-se estabelecer as dimensões A e B da sapata de modo que os balanços sejam iguais ($c_A \approx c_B$).

Fazendo $c_A = c_B$, tem-se:

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

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

em que A e B são as dimensões da sapata e a_p e b_p são as dimensões do pilar, conforme ilustrado pela Figura 16.

Das equações (7) e (8), garante-se que as áreas de armadura de flexão sejam aproximadamente iguais nas duas direções, isto é, $A_{s,A} = A_{s,B}$. A área da base da sapata pode ser determinada como:

$$S_{sap} = \frac{1,1 \cdot N_{g+q,k}}{\sigma_a} \quad (9)$$

em que $N_{g+q,k}$ é o valor da carga vertical devida às ações permanentes e variáveis (valor característico), σ_a é o valor da tensão admissível previamente estimada, e $1,1$ é o coeficiente majorador das cargas verticais das ações permanentes, que segundo Campos (2015) pode-se adotar o valor entre 1,05 e 1,10 para sapatas rígidas.

A área da base da sapata ($S_{sap} = A.B$) também pode ser escrita na forma:

$$A = \frac{S_{sap}}{B} \quad (10)$$

A partir das equações (8) e (10) podemos calcular o valor da dimensão B da sapata da seguinte maneira:

$$\frac{S_{sap}}{B} - B = a_p - b_p$$

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

$$B = \frac{1}{2}(b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4}(b_p - a_p)^2 + S_{sap}} \quad (11)$$

Os lados A e B devem ser preferencialmente múltiplos de 5 cm por questões práticas, para facilitar a execução das peças em canteiro de obra. A menor dimensão da sapata não deve ser inferior a 60 cm, conforme seção 3.1.7.

O cálculo da altura h da sapata (Figura 13) será abordado no item 3.1.9 a seguir, segundo o Método das Bielas, determinando, por fim, todas as dimensões da sapata. Com o valor de h estabelecido, é possível calcular o volume de concreto (V_c) da sapata, que será utilizado no cálculo do orçamento das fundações.

$$V_c = \frac{(h - h_0)}{3} \cdot \left(A \cdot B + a_p \cdot b_p + \sqrt{A \cdot B \cdot a_p \cdot b_p} \right) + (A \cdot B \cdot h_0) \quad (12)$$

3.1.9 Cálculo da armadura de flexão

Conforme o item 22.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para o projeto de sapatas deve-se utilizar modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, e quando for o caso, modelos de flexão. Segundo Campos (2015), as bielas representam campos de tensão no concreto entre as aberturas das fissuras; os tirantes, por sua vez, são elementos tracionados representados pelas armaduras, utilizadas para absorver os respectivos esforços de tração (Figura 19).

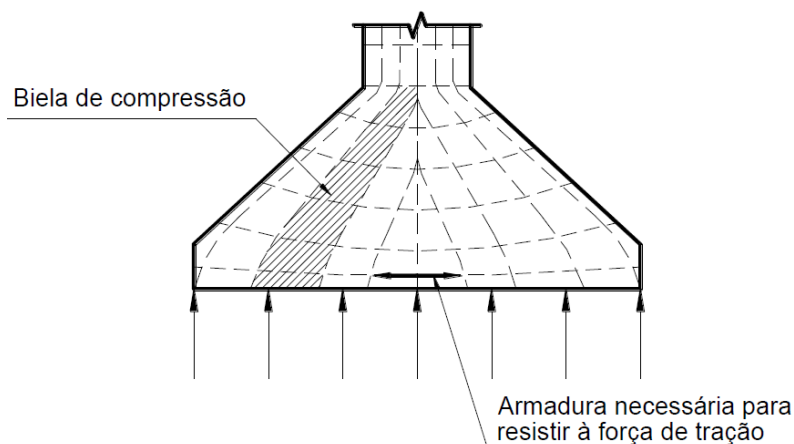


Figura 19 - Caminhamento da carga do pilar para a base da sapata (Bastos, 2016)

Os esforços nas fundações que serão utilizados no cálculo e dimensionamento das sapatas são determinados, conforme apresenta a NBR 6122 (ABNT, 2010) no item 5.1, a partir das ações e de suas combinações mais desfavoráveis, conforme prescrito também pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Portanto, para o dimensionamento de sapatas deve-se considerar as combinações últimas, isto é, as mais desfavoráveis.

O comportamento estrutural das sapatas rígidas pode ser discretizado para trabalhar separadamente nas duas direções, tanto à flexão quanto ao cisalhamento, conforme o item 22.6.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Em ambos os casos se admite a tração à flexão uniformemente distribuída ao longo da largura correspondente da sapata (Campos, 2015).

A teoria de cálculo das sapatas rígidas considerando o modelo das bielas de compressão foi desenvolvida pelo engenheiro francês M. Lebellet em 1936. Ao realizar diversos ensaios, o engenheiro observou que as sapatas com altura maior ou igual a $(B - b)/4$ apresentavam uma configuração de fissuras específicas, sugerindo um conjunto de bielas simétricas, independentes e atirantadas pela armadura, conforme apresentado na Figura 17 (Campos, 2015).

Portanto, a altura útil da sapata (d) é calculada segundo o limite:

$$d \geq \frac{A - a_p}{4} \quad (13)$$

neste caso a altura útil (d) também poderia ser calculada em função de B e b_p , pois obter-se-ia o mesmo valor de d .

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica a sapata rígida conforme o limite:

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} \quad (14)$$

Considerando que a altura útil (d) é apenas um pouco inferior a altura da sapata ($h = d + c$), em que c é o cobrimento entre a armadura e o concreto, que deve ser no mínimo 5 cm segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), nota-se que o valor limite imposto pela norma sempre atenderá ao valor limite do Método das Bielas, de modo que o método pode ser aplicado.

Segundo as deduções do Método das Bielas as equações para definição da força de tração na base da sapata (T_x):

$$T_x = \frac{P (A - a_p)}{8 d} \quad (15)$$

em que P é a carga vertical advinda do pilar transferida para a sapata.

De forma análoga, para a direção y da sapata isolada, que corresponde ao lado B da sapata, a força de tração na base da sapata (T_y) é dada por:

$$T_y = \frac{P (B - b_p)}{8 d} \quad (16)$$

Como estipulou-se balanços iguais para a sapata, isto é, $A - a_p = B - b_p$, pode-se concluir que a tração na base da sapata é igual nas duas direções. Portanto a equação (15) é equivalente à equação (16), e portanto, $T_x = T_y$.

Por fim, de maneira análoga, as áreas de armadura de flexão serão iguais nas duas direções, e são obtidas pela seguinte expressão:

$$A_{s,A} = A_{s,B} = \frac{T_{xd}}{f_{yd}} = \frac{T_{yd}}{f_{yd}} \quad (17)$$

em que T_{xd} é o valor de cálculo da força de tração na base da sapata, e é dado por: $T_{xd} = \gamma_f \cdot T_x$; γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, que vale 1,4; f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do aço, ponderada pelo coeficiente de escoamento do aço (γ_c), que vale 1,15.

3.1.10 Verificações

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda verificar a tensão na diagonal comprimida no item 19.5.3.1. Como a sapata é rígida, o cone hipotético de punção transfere a carga diretamente para a fundação, verificando-se praticamente a inexistência de punção. Por isso, basta verificar apenas a tensão na diagonal de compressão, na superfície crítica C. Portanto, calcula-se o perímetro da superfície crítica C (u_o), conforme indicado pela Figura 20.

$$u_o = 2 \cdot (a_p + b_p) \quad (18)$$

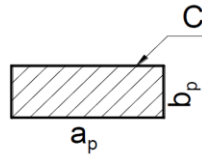


Figura 20 – Perímetro da superfície crítica C (Bastos, 2016)

A força atuante de cálculo (F_{sd}) é calculada sem considerar a possível redução promovida pela reação do solo na base da sapata:

$$F_{sd} = N_{sd} = \gamma_f \cdot N_{sk} \quad (19)$$

em que N_{sd} é a força de cálculo proveniente do pilar, e N_{sk} é a força característica do pilar, equivalente a força $N_{g+q,k}$ da seção 3.1.8, e a força P da seção 3.1.9.

A partir das equações (17) e (18) pode-se escrever a tensão de cisalhamento atuante:

$$\tau_{Rd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (20)$$

em que f_{ck} representa o valor de resistência característico do concreto e f_{cd} o valor de cálculo da resistência do concreto, ponderado pelo coeficiente γ_f .

Para que não ocorra o esmagamento do concreto na diagonal comprimida, deve-se impor:

$$\tau_{sd} < \tau_{Rd} \quad (21)$$

Além da verificação das diagonais comprimidas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a verificação quanto à possibilidade de tombamento e escorregamento. A verificação é dispensada quando atuam apenas forças verticais nas sapatas.

O escorregamento da armadura de flexão também deve ser verificado em sapatas submetidas à momento fletor e força horizontal, podendo ser dispensada a verificação quando atuam apenas forças verticais na sapata.

Deve-se verificar a viabilidade do uso de sapatas segundo a área total do terreno, para que as sapatas isoladas não se sobreponham excessivamente, condicionando ao cálculo complexo de sapatas associadas, inviabilizando o projeto de sapatas. A área total das sapatas não deve exceder a área do terreno (S_t) em até 70%.

$$\frac{1,10 \cdot P}{\sigma_a \cdot S_t} \leq 70\% \quad (22)$$

3.1.11 Detalhamento das armaduras de flexão

O detalhamento das armaduras é essencial no projeto executivo das peças de concreto. O detalhamento consiste em especificar a resistência, o diâmetro, o comprimento, a ancoragem, etc., das barras e fios de aços a serem utilizados nas peças de concreto. Um detalhamento impreciso pode gerar graves patologias na estrutura e até mesmo levar a edificação à ruína.

Não existe uma regra para se determinar a bitola e quantidade de barras de aço a se utilizar em um elemento de concreto armado, o que orienta a escolha é a experiência do engenheiro, a disponibilidade e custo dos materiais, disposições construtivas, dentre outros fatores.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) trata de algumas recomendações para limitar as fissurações de elementos lineares de concreto submetidos a solicitações normais. Para o controle da fissuração sem a verificação da abertura de fissuras, um elemento estrutural deve ser dimensionado respeitando as restrições apresentadas na Tabela 17.2 da norma, referente ao diâmetro máximo e ao espaçamento máximo das armaduras passivas.

A ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere um momento mínimo para o cálculo das armaduras, pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência a tração do concreto seja expressa por $f_{ctk,sup}$. A armadura mínima de tração deve ser determinada pelo dimensionamento da seção para o valor do momento fletor mínimo, dado pela expressão a seguir, respeitando a taxa mínima absoluta de 0,15%.

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (23)$$

em que W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada e $f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração.

Quanto ao detalhamento de sapatas rígidas, a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta no item 22.6.4 que a armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da sapata e terminando em gancho nas duas extremidades. Para barras com diâmetro mais que 25 mm, deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que a malha da armadura pode deslocar como um todo.

No item 9.4 da mesma norma estão estabelecidas as condições para ancoragem das armaduras, que tem por função transmitir integralmente as forças as quais estão submetidas ao concreto, seja por aderência, por dispositivos mecânicos, ou ambos. A Tabela 9.1 da norma

brasileira apresenta o diâmetro dos pinos de dobrando dos ganchos em função da bitola e da classe de resistência do aço.

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado, segundo o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), por:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (23)$$

em que $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho e com comprimento $\geq 3\phi$;

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas;

$\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais com gancho e comprimento $\geq 3\phi$;

$l_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3l_b$, 10ϕ e 100 mm;

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\phi \quad (24)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \quad (25)$$

em que f_{yd} é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço, $\eta_1 = 2,25$, $\eta_2 = 1,0$ e $\eta_3 = 1,0$, de acordo com o item 9.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Por fim, a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece no item 22.6.4.1.2 que a sapata deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Mais detalhes são apresentados na seção 9 da mesma norma.

3.1.12 Agrupamento das sapatas

Em uma situação real de projeto, não é possível executar uma sapata específica para cada pilar, pois admite grande complexidade no processo de fabricação de fôrmas com diferentes tamanhos (sem reaproveitamento), na produção de diferentes armaduras (corte e dobra), na escavação das valas com diferentes dimensões, etc. Esta situação sugere o agrupamento das sapatas similares em grupos, para facilitar a sua execução em obra. Ao mesmo tempo, tal agrupamento das sapatas deve ser concebido cuidadosamente pelo projetista, uma vez que se deseja minimizar o acréscimo de volume das sapatas e das

armaduras, mantendo a viabilidade do projeto. Apesar de não existir literatura acadêmica sobre o assunto, é de conhecimento dos engenheiros projetistas que o aumento do custo proporcionado pelo aumento das dimensões da sapata (advindo do agrupamento) é menor que o custo de executar as sapatas isoladas sem o agrupamento, que demandaria um volume de mão de obra elevado e baixo reaproveitamento das fôrmas de madeira, por exemplo. Além disso, se as sapatas fossem executadas sem o agrupamento, o nível de detalhamento do projeto seria tal que o executor (armador e carpinteiro) poderia se confundir facilmente na execução, produzindo uma sapata equivocada (com dimensões erradas, com armadura inferior a determinada, etc.), podendo gerar patologias à estrutura e até mesmo levar a edificação à ruína.

O agrupamento deve ser feito considerando as dimensões do pilar, isto é, as fôrmas do grupo devem se encaixar no mesmo tipo de pilar, e também considerando as dimensões da sapata, para que não haja acréscimo indevido de volume de concreto das sapatas. Portanto, cada grupo tem as mesmas dimensões de sapata, conseqüentemente o mesmo volume de concreto, a mesma armadura e a mesma fôrma de execução.

3.2 Fundações por estaca

Uma fundação por estaca, segundo a definição apresentada pela NBR 6122 (ABNT, 2019), é um *“elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamento ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores.”* Diferente das sapatas, onde o mecanismo de transferência das ações ocorre somente pela sua base, no caso das estacas, além da transferência pela base (ponta), ocorre também a transferência das ações pelo fuste, isto é, pelo desenvolvimento de um atrito lateral entre a estaca e o solo. Sendo que a maior parcela das ações será transmitida através deste atrito lateral.

As estacas podem ser consideradas como um elemento de fundação bastante diversificado, pois conta com uma gama extensa de diferentes tipos a serem selecionados em um projeto de fundação. Tal diversidade se dá pela combinação de dois fatores: os diferentes materiais em que podem ser fabricadas e a maneira como ela será executada em obra. Os

materiais mais comuns utilizados na fabricação de estaca são a madeira, o aço e o concreto, porém outros materiais têm sido testados e utilizados com boa performance, por exemplo, o uso de estaca de plástico em ambientes marítimos. Ainda mais diversos são os métodos executivos das estacas no canteiro de obra, que geralmente envolvem processo de escavação ou cravação. Os tipos de fundação por estaca mais comuns serão apresentados abaixo, segundo seu método executivo:

a) estacas cravadas: podem ser de concreto, aço ou madeira. São elementos pré-fabricados, produzidos em diferentes bitolas, e transportadas para o canteiro de obras, onde são cravadas com auxílio de um equipamento mecânico, conhecido como bate-estaca. A cravação da estaca no terreno é feita através de um martelo, que aplica golpes na cabeça da estaca caindo de uma altura fixa em queda livre. O processo de bate-estaca deve ser repetido até que se atinja a néga, que acontece quando a estaca apresenta deslocamento entre 10 a 20 mm após 10 golpes para uma determinada energia de cravação (altura de queda vezes o peso do martelo). Por fim, os tipos de estaca cravada são a estaca pré-moldada de concreto, estaca de aço e estaca de madeira.

b) estacas escavadas: são aquelas que envolvem um processo de perfuração do terreno, com consequente retirada do solo, e posterior concretagem *in loco*. São muito utilizadas nos casos em que a perturbação do solo deve ser evitada, pois não há vibração ou ruído durante a sua execução. Após a perfuração do solo, introduz-se a armadura, quando necessário, disposta na parte superior da estaca onde ocorre a solicitação à flexão, por fim despeja-se o concreto no furo. Os tipos de estaca escavadas são a estaca broca, estaca escavada a seco, estaca *Strauss*, estaca escavada com lama bentonítica (estacão) e estaca barrete.

c) outros tipos: nesse grupo temos as estacas que não podem ser consideradas como cravadas nem como escavadas, pois possuem um processo executivo particular e difícil de ser classificado. As mais comuns são: estaca apiloada, estaca *Franki*, estaca raiz, estaca hélice contínua, estaca ômega e estaca mega.

3.2.1 Estacas apiloadas em solo colapsível

As estacas apiloadas, conhecidas também como estaca pilão ou soquetão, são um tipo de fundação muito comum na região centro-oeste do Estado de São Paulo em obras de pequeno porte (Macacari et al., 1994). Este tipo de estaca é interessante no caso de solos colapsíveis pois seu método executivo proporciona uma melhoria do solo localizado no entorno da estaca. Em sua execução emprega-se o mesmo equipamento de estacas do tipo *Strauss*, exceto com relação a piteira e ao revestimento. A abertura do fuste é feita com o apiloamento do solo por meio da queda de um soquete com massa entre 300 e 600 kg, até que se atinja a profundidade desejada.

Nota-se uma grande lacuna na literatura em relação ao estudo de estacas apiloadas. A própria norma brasileira de fundação NBR 6122 (ABNT, 1996) apresentava uma breve definição que definia estaca apiloadas como *“tipo de fundação profunda executada por perfuração com o emprego de soquete. Nesta norma, este tipo de estaca é tratado também como estaca tipo broca”*. Tal classificação era justificada pois não é possível classificá-la como escavada nem como cravada. Ainda mais preocupante, foi a remoção de qualquer menção de estacas apiloadas na nova versão desta norma, a NBR 6122 (ABNT, 2010 e 2019).

O Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo se tornou um dos pioneiros no estudo desse tipo de fundação, porém suas contribuições também são antigas, datadas de mais de 20 anos. Dentre estes estudos destaca-se o trabalho de Carneiro (1994), que estudou o fenômeno de colapsibilidade do elemento estaca-solo para estacas apiloadas submetidas a carregamento axial de compressão. No estudo foram ensaiadas seis estacas, com diâmetro de 0,20 m com comprimentos de 6 e 9 m. Os ensaios foram realizados com solo na umidade de campo e com inundação do solo na carga de trabalho. Ele concluiu que a redução da capacidade de carga foi da ordem de 22% para as estacas de seis metros e 18% para as de nove metros.

Segundo Albiero et al. (1993), pode-se considerar a estaca apiloadas como sendo estaca de deslocamento, pois se altera de alguma forma a estrutura do solo ao redor do fuste da estaca, produzindo uma certa compactação do solo. A partir da análise da compactação em solos colapsíveis, Foss (apud Teixeira, 1993) verificou uma relação linear decrescente entre

a porcentagem de colapso e a densidade seca, para os solos compactados no ramo seco da curva de compactação. Isso indica que se a abertura do fuste ocorrer com adição de água além do usualmente empregado, pode-se alcançar uma redução maior do colapso e talvez até a sua eliminação.

3.2.2 Capacidade de carga estaca-solo

Uma fundação por estaca deve ser dimensionada de tal modo que sua segurança em relação ao colapso do solo (ELU) e aos limites de deformação em serviço (ELS) seja satisfatória. Portanto, é necessário avaliar a capacidade de carga do solo para atender a essas condições (Campos, 2015).

Suponha uma estaca qualquer, de comprimento L , executado em um maciço de solo (Figura tal). Aplica-se uma força vertical de compressão na cabeça da estaca, que atinge gradativamente os valores de P_1 e P_2 . Ao aplicar essa carga surgem tensões resistentes de atrito no fuste da estaca e também tensões resistentes normais à ponta da estaca.

Ao iniciar o carregamento ($P < P_1$) há uma mobilização gradativa do atrito lateral. Subdividindo a estaca em segmentos verticais (ΔL), em cada um deles atua um atrito lateral local, variável ao longo da estaca em função das características geotécnicas do solo que o envolve. Quando o carregamento atinge o valor de $P = P_1$, ocorre a máxima mobilização do atrito lateral de todos os segmentos ao longo da estaca. Se o carregamento aumentar, a estaca recalcaria continuamente, configurando uma condição de ruptura do sistema estaca-solo. Define-se atrito lateral local ou atrito unitário (r_L) quando o sistema atinge tal ruptura.

Ao atingir o valor do atrito unitário, passa a acontecer uma mobilização da resistência de ponta. Aumentando ainda mais o carregamento ($P = P_2$), a resistência de ponta também atinge seu valor máximo (r_p). Nesta condição ocorre o esgotamento de toda a capacidade do sistema de mobilizar resistência, ocorrendo recalque incessante sob a carga P_2 . O valor P_2 passa a ser representado pela letra R , denominado como capacidade de carga do elemento de fundação por estaca. Em alguns casos, é possível que a capacidade de carga seja superior a resistência à compressão da estaca, portanto deve prevalecer como valor limite a resistência da própria estaca.

Separando a resistência do elemento de fundação por estaca em duas partes, em unidades de força: a resistência por atrito lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p). Fazendo o equilíbrio de forças:

$$R = R_L + R_p \quad (26)$$

A parcela da ponta é calculada multiplicando a resistência de ponta em unidades de tensão (r_p), pela área da seção transversal da ponta da estaca (A_p):

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (27)$$

os valores da área da seção transversal da ponta da estaca variam de acordo com o tipo de estaca considerada.

Por sua vez a parcela de atrito lateral (R_L) é calculada segunda a expressão:

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (28)$$

em que, U é o perímetro do fuste ($U = \pi \cdot D$ ou $U = 4 \cdot D$), r_L é a resistência por atrito em unidades de tensão, Δ_L é o comprimento do segmento de estaca em que o atrito atua.

Por fim, juntando as duas parcelas, temos:

$$R = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) + r_p \cdot A_p \quad (29)$$

Portanto, denomina-se R como a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca, que representa um sistema formado pelo elemento estrutural (estaca) e pelo elemento geotécnico (maciço de solo que envolve a estaca).

Segundo Cintra (2009), diversos pesquisadores revelam que a condição de mobilização máxima do atrito é atingida para baixos valores de recalque da estaca, geralmente entre 5 e 10 mm, independentemente do tipo de estaca e do diâmetro do seu fuste. Ao contrário, a máxima mobilização da resistência de ponta exige recalques bem mais elevados, com valores correspondentes a cerca de 10% do diâmetro da base, para estacas cravadas, e de até 30% do diâmetro da base, para estacas escavadas, diferença justificada pelo processo executivo da estaca.

Ainda é importante lembrar que em solos não saturados de comportamento colapsível a capacidade de carga varia sazonalmente conforme as condições de umidade do solo são alteradas, isto é, o valor da sucção do solo também deveria ser considerado nos cálculos da capacidade de carga da fundação.

Existem diversas formas de se determinar a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca. Devido a variabilidade que as estacas oferecem, diversos pesquisadores desenvolveram diferentes métodos para estimar a capacidade de carga. Podemos dividir tais métodos em três categorias:

a) métodos teóricos: muitos pesquisadores estudaram teoricamente o problema da capacidade de carga e fizeram suas contribuições com inúmeras fórmulas em suas diversas proposições. Na prática de projeto de fundações por estacas deve-se ter cautela ao empregar formulas teóricas para previsão da capacidade de carga, sobretudo no Brasil, uma vez que elas foram desenvolvidas em grande parte para solos convencionais, isto é, areias secas e saturadas e argilas saturadas.

b) métodos semi-empíricos: são modelos baseados em correlações empíricas confrontados com ensaios e ajustados através de provas de carga. No Brasil, as contribuições mais importantes no tema são de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira e Godoy (1996), que são métodos utilizados amplamente nos projetos de fundações.

c) métodos empíricos: a capacidade de carga é estimada com base nos resultados dos diferentes tipos de ensaio, como por exemplo os ensaios de prova de carga em estaca, que consiste no ensaio de um protótipo de estaca com as mesmas dimensões e características daquelas que deverão ser utilizadas em projeto, fornecendo uma medida muito fiel e próximo da realidade de campo.

Segundo Alonso (1997) apesar desses métodos estimarem adequadamente a capacidade de carga de estacas, a prova de carga ainda é um dos meios mais confiáveis, largamente utilizado nos projetos de engenharia, para determinar a capacidade de carga da fundação.

3.2.3 Prova de carga em estaca

A prova de carga em estaca é um ensaio de campo que consiste, de maneira geral, em aplicar esforços axiais sobre um protótipo de estaca, em carregamentos progressivos, e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços podem ser de tração ou compressão, podendo haver também carregamentos transversais, afim de reproduzir as condições mais adequadas das solicitações nas quais as estacas estarão submetidas em obra.

A norma brasileira NBR 16903 (ABNT, 2020) apresenta o procedimento para execução do ensaio. A estaca deve ser carregada até uma carga definida pelo projetista, e faz-se a leitura dos deslocamentos correspondentes. Existem quatro tipos de ensaios, variando o tipo de carregamento da estaca: a) carregamento lento; b) carregamento rápido; c) carregamento misto (lento seguido de rápido); d) carregamento cíclico, lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão. Os deslocamentos correspondentes a estes quatro tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado.

Uma maneira de determinar qual o carregamento necessário para realizar o ensaio, Mohan et al. (1967, apud Carneiro, 1994) desenvolveu um método que consiste em se aplicar uma carga ligeiramente superior à requerida e deixa-la diminuir como consequência do recalque da estaca, até o equilíbrio.

A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019), que trata do projeto e execução de fundações, determina que a carga de ruptura seja determinada por dois critérios, dependendo de como a ruptura se configura. Quando ocorre uma ruptura nítida, a carga de ruptura de uma estaca é caracterizada por deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. No caso de a ruptura não estar bem definida, portanto, a carga de ruptura pode ser aquela que corresponde na curva carga x deslocamento (Figura 21) ao recalque expresso pela fórmula a seguir:

$$\Delta_r = \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (30)$$

em que Δ_r é o recalque de ruptura convencional, P é a carga de ruptura convencional, L é o comprimento da estaca, A é a área da seção transversal da estaca, E é o módulo de elasticidade do material da estaca e D é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

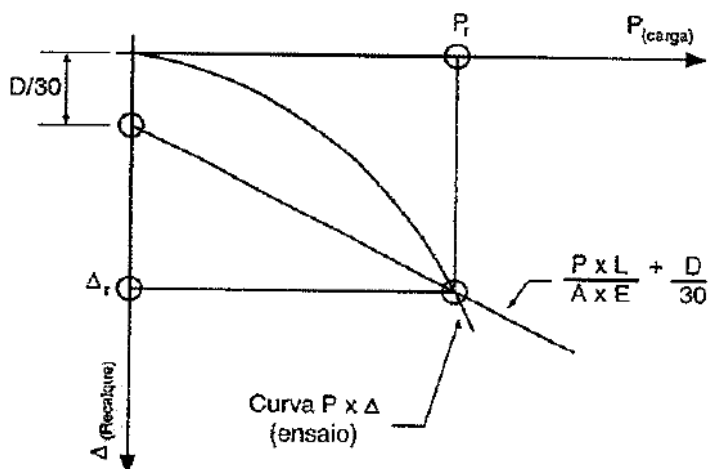


Figura 21 – Carga de ruptura convencional (ABNT, 2010)

Nos casos em que não se leva a estaca até a ruptura, na prova de carga, pode-se optar por extrapolar a curva carga-recalque, utilizando o modelo proposto por van der Veen (1953), que apresenta um erro máximo da ordem de 7% do valor da carga última. Porém, deve-se tomar cuidado ao interpretar provas de carga que não foram realizadas até recalques suficientes que caracterizem fielmente o comportamento da curva recalque. Decourt (1983) advertiu para o fato de se fazer extrapolações, a partir de provas de carga onde pequenos recalques foram alcançados, ou seja, não se obteve uma definição da curva carga-recalque, o que pode ocasionar erros de avaliação.

A influência da umidade do solo, durante o ensaio, nos resultados tem sido estudada por muitos autores nos últimos anos. Dentre os principais estudos destacam-se as contribuições de Nadeo e Videla (1975), que foram os primeiros a estudar a capacidade de carga em solos de estrutura colapsível, e também os trabalhos de Ferreira et al. (1990), Silva (1990) e Carneiro (1994).

Silva (1990) apresentou as análises dos resultados de três provas de carga em estacas de pequeno diâmetro, embutidas em solo de estrutura colapsível, na Bahia. O ensaio foi

executado em três condições: a) umidade de campo; b) inundação da cava 24h antes do ensaio; c) inundada durante o estágio de carregamento. Em suas conclusões o autor observa que a ruptura do solo pode ocorrer sem nenhum acréscimo de carga após adição de água no solo. Além disso, ele destaca que a utilização de estacas curtas, inseridas inteiramente na camada de solo colapsível, deve ser analisada criteriosamente pelo projetista, devido à perda da capacidade de carga de trabalho, quando na presença de água.

Carneiro (1994) realizou diversos ensaios de prova de carga em duas estacas de 0,20 m de diâmetro e comprimentos de 6,0 e 9,0 m. Primeiramente foi ensaiada a estaca com solo em umidade de campo, até se atingir a carga última ou a deformação máxima dos extensômetros. Depois foi feita a inundação da cava sob a carga trabalho até que fosse constatado o colapso. Os resultados mostram que a carga em que se processou o colapso foi 20% menor que a carga última encontrada para o solo em condição de umidade de campo.

3.2.4 Carga admissível

Anteriormente foi apresentada a conceituação de capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação por estaca, que corresponde a máxima resistência que o sistema estaca-solo pode oferecer na iminência de sua ruptura. No âmbito de um projeto de fundações, é necessário que o estaqueamento contenha dezenas ou centenas de estacas do mesmo tipo e mesma seção transversal. Por causa da variabilidade do maciço de solo onde as estacas serão instaladas, os valores de capacidade de carga não serão iguais, configurando uma distribuição normal destes valores de R . Fazendo uma análise probabilística dessa distribuição normal, destacam-se dois valores particulares de R : o valor característico (R_k), com 5% de probabilidade de valores menores ocorrerem, e o valor médio (R_{med}), com 50% de probabilidade de valores menores ocorrerem.

Estes dois valores proporcionam a abordagem do projeto de fundações por estaca por dois caminhos. O primeiro, baseado na resistência característica (R_k), minorada pelo coeficiente γ_m , que não deve ser menor do que a solicitação característica (S_k), majorado pelo coeficiente γ_f (γ_m e γ_f são coeficientes de segurança parciais).

A segunda opção para determinar a carga admissível (P_a) é através do valor médio da capacidade de carga (R_{med}) dividido por um fator de segurança global (F_s). O princípio dessa filosofia de projeto é garantir que a solicitação em cada estaca não seja superior à carga admissível.

$$P_a = \frac{R_{med}}{F_s} \quad (31)$$

Porém, o fator de segurança global é definido pela relação entre os valores médios de resistência (R_{med}) e de solicitação (S_{med}):

$$F_s = \frac{R_{med}}{S_{med}} \quad (32)$$

Portanto, analisando as equações (31) e (32), conclui-se que $P_a = S_{med}$. Bastaria garantir que a solicitação média nas estacas não fosse superior à carga admissível ($P_a \geq S_{med}$), mas na prática se consagrou o procedimento, a favor da segurança, de verificar todos os valores disponíveis na solicitação ($P_a \geq S_i$).

Segundo Cintra (2009), na prática brasileira de projeto de fundações, em termos geotécnicos, há preferência absoluta pela segunda filosofia, a de carga admissível. Há diversas maneiras de se determinar a carga admissível, que constitui uma verificação mútua dos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) preconizado pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Os métodos mais comuns envolvem tal determinação a partir dos métodos semi-empíricos, utilizando os valores dos ensaios de SPT.

3.2.5 Grupo de estacas (estaqueamento)

É bastante usual na prática da engenharia de fundações definir uma estaca tipo para todo o estaqueamento da obra, portanto, utiliza-se grupos de estacas para que sua carga admissível combinada supra a solicitação que vem do pilar. As estacas devem ser interligadas por um bloco de coroamento, devidamente projetado (seção 3.2.7).

A eficiência do grupo de estacas depende da forma e do tamanho do grupo, do espaçamento entre as estacas e, principalmente, do tipo de solo e de estaca. De acordo com Vesic (1975), a resistência de ponta do grupo pode ser considerar igual à soma das

resistências de ponta dos elementos isolados, mas a resistência por atrito lateral do grupo, em areia, pode ser maior do que a soma dos valores de atrito lateral dos elementos isolados, por causa da compactação causada pela cravação das estacas dentro de uma área relativamente pequena.

Porém, a prática atual de projeto de fundações não considera os benefícios do efeito de grupo de estacas, e considera apenas o valor unitário de cada uma das estacas na soma total da carga admissível. Segundo Cintra (2009) esse procedimento se justifica, pois, contar com uma resistência aumentada por causa do efeito de grupo implica a ocorrência de recalques também aumentados.

3.2.6 Bloco de coroamento das estacas

Os blocos são considerados elementos de transição entre a superestrutura e as estacas, também sendo aplicado para os tubulões. Blocos de até 3 estacas são mais comuns em construções de pequeno porte, em que as cargas verticais dos pilares são geralmente baixas. Nos casos de edificações com número elevado de pavimentos, em que as cargas atuantes são bastante elevadas, o número de estacas geralmente é maior do que 3.

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) define os blocos como rígido ou flexível, por critério semelhante definido para sapatas. Usualmente prefere-se considerar o bloco como rígido, pela maior simplicidade que a abordagem proporciona. Ao considerar o bloco como rígido, pode-se admitir plena distribuição de cargas nas estacas. Portanto, considera-se a hipótese de as estacas serem elementos resistentes apenas à força axial, desprezando-se os esforços de flexão.

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos, a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) aceita modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, permitindo a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

O método das bielas foi inspirado no trabalho de Lebellet (1936, apud Bastos, 2017) proposto para o cálculo de sapatas diretas. Blévy e Frémy (1967, apud Bastos, 2017)

realizaram uma série de ensaios de blocos, e os resultados são utilizados até os dias atuais, como modelos de cálculos e detalhes construtivos. O método propõe como modelo resistente, no interior do bloco, uma treliça plana, no caso de blocos sobre duas estacas, e uma treliça espacial para blocos sobre várias estacas. As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto, e as forças atuantes nas barras tracionadas da treliça são resistidas pela armadura de aço. A principal incógnita da proposta, então, é determinar as dimensões das bielas comprimidas.

Apresenta-se a seguir os procedimentos, segundo o método das bielas, para o dimensionamento de três tipos de bloco de coroamento, sendo eles de uma, duas e três estacas cada um. Serão calculadas as dimensões do bloco, as armaduras necessárias e seu detalhamento.

3.2.7 Bloco sobre uma estaca

Para os pilares com dimensões próximas à dimensão da estaca, o bloco atua como elemento de transferência de carga. Segundo Bastos (2017) o bloco é necessário por razões construtivas, para a locação correta dos pilares, chumbadores, correção de excentricidades da estaca, uniformização da carga sobre a estaca, dentre outros. O bloco deve conter estribos horizontais fechados que resistam aos esforços de fendilhamento, e estribos verticais construtivos.

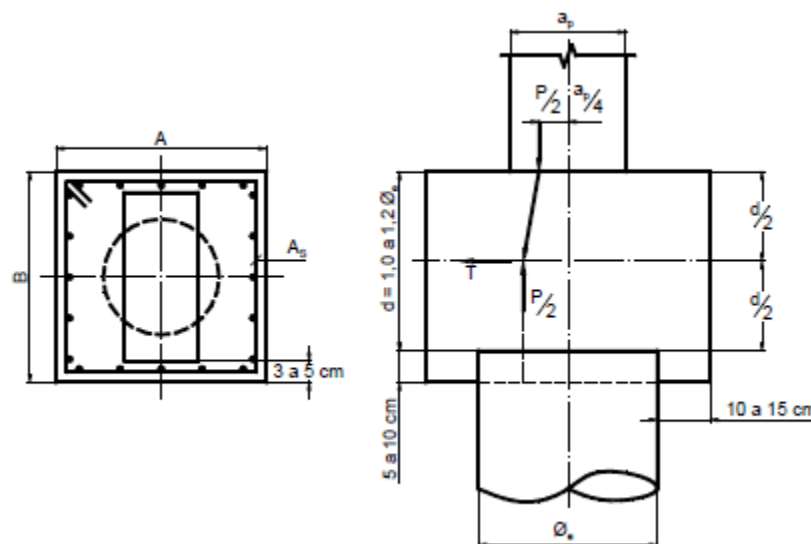


Figura 22 – bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes das armaduras (Bastos, 2017)

A interpretação da Figura 22 permite escrever a equação da força de tração horizontal (T) que atua no bloco:

$$T = \frac{1}{4} P \frac{\phi_e - a_p}{\phi_e} \cong \frac{1}{4} P \quad (33)$$

E, portanto, o valor de cálculo da força de tração é:

$$T_d = 0,25 \cdot P_d \quad (34)$$

em que P_d é a carga do pilar.

A armadura para resistir a força de tração T_d , na forma de estribos horizontais é:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad (35)$$

em que f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de escoamento do aço.

Usualmente se adota a mesma área de armadura principal (A_s) para os estribos verticais, nas duas direções do bloco.

Para edificações de pequeno porte, com cargas baixas sobre o bloco, pode-se adotar a dimensão A do bloco (Figura 20) como sendo o diâmetro da estaca (ϕ_e) acrescido de um valor de 5 cm para cada lado da estaca, conforme apresentado abaixo.

$$A = \phi_e + 2 \cdot 5 \text{ cm} \quad (36)$$

3.2.8 Bloco sobre duas estacas

A Figura 23 apresenta um bloco de fundação sobre duas estacas, com a biela de concreto comprimida hipotética e também apresenta o esquema de forças atuantes.

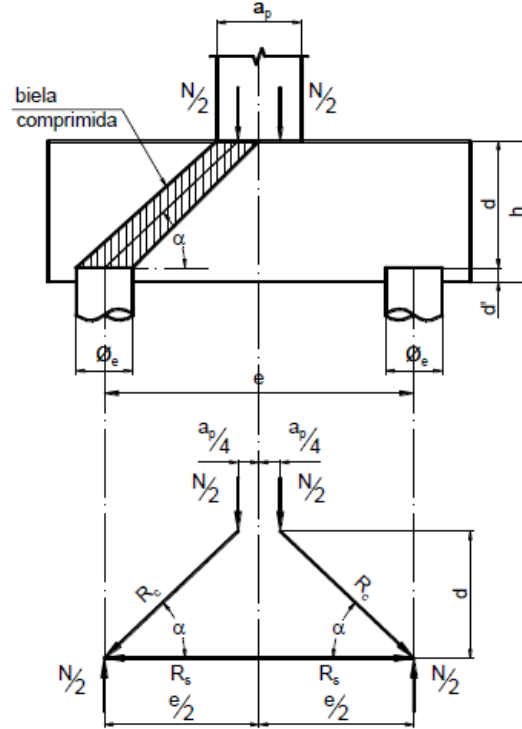


Figura 23 – Esquema de forças em um bloco sobre duas estacas (Bastos, 2017)

Do polígono de forças é possível deduzir os valores das forças de tração na armadura principal (R_s) e de compressão na biela de concreto (R_c).

$$R_s = \frac{N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (37)$$

$$R_c = \frac{N}{2 \sin \alpha} \quad (38)$$

em que e é a distância entre os eixos das estacas, a_p é a dimensão do pilar, d é a altura útil do bloco e α é a inclinação da biela de compressão.

As bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por punção, desde que o ângulo α esteja compreendido dentro do intervalo de $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Para esses valores, estabelece-se então a altura útil mínima (d_{min}) e máxima (d_{max}):

$$d_{min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (39)$$

$$d_{max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (40)$$

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve no item 22.7.4.1.4 que o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Neste caso, é necessário garantir que $d \geq l_{b,pil}$.

Portanto, a altura do bloco (h) é:

$$h = d + d' \quad (41)$$

$$d' = \frac{a_{est}}{5} \geq 5 \text{ cm} \quad (42)$$

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \quad (43)$$

em que a_{est} é o valor equivalente do lado de uma estaca de seção quadrada, com mesma área da estaca de seção transversal circular.

As bielas de compressão devem ser verificadas na seção junto ao pilar e também junto às estacas. A área da biela (A_b) e a área do pilar (A_p) são calculadas a partir das seguintes expressões:

$$A_b = 0,5 \text{ sen } \alpha \quad (44)$$

$$A_p = A_e \text{ sen } \alpha \quad (45)$$

em que, A_e é a área da seção transversal da estaca.

Aplicando a equação básica de tensão, isto é, fazendo a divisão da força atuante pela área, temos a tensão de compressão na biela relativa ao pilar ($\sigma_{cd,b,pil}$) e na biela relativa a estaca ($\sigma_{cd,b,est}$):

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{ sen}^2 \alpha} \quad (46)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 A_e \text{ sen}^2 \alpha} \quad (47)$$

em que N_d é a carregamento majorado de cálculo da força no pilar.

Para que se evite o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores do que as tensões resistentes do concreto (máximas ou últimas):

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 K_R \cdot f_{cd} \quad (48)$$

em que K_R é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüscho), e pode ser adotado entre 0,9 e 0,95.

Por fim, o cálculo da armadura principal, sobre o topo das estacas, deve considerar o valor de R_s acrescido de 15%, segundo as observações feitas por Blévoit em seus ensaios.

$$A_s = \frac{1,15 N_d}{8 d f_{yd}} (2e - a_p) \quad (49)$$

Segundo a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), os blocos com duas ou mais estacas em uma única linha devem conter armaduras laterais e superior. Em blocos de fundação de grandes volumes, é necessário analisar a necessidade de armaduras complementares.

A armadura superior pode ser adotada como uma pequena parcela da armadura principal:

$$A_{sw,min,face} = 0,75 B (cm^2/m) \quad (50)$$

em que B é a largura do bloco, podendo ser tomado como $B \geq \phi_e + 2 \cdot c$, em que c é o valor do cobrimento da armadura.

O espaçamento da armadura (s) de pele deve ser no mínimo 8 cm, e no máximo deve valer $s = d/3 \leq 20 \text{ cm}$. No caso dos estribos verticais, o espaçamento mínimo também deve ser de 8 cm, e no máximo deve valer $s = 0,5 a_{est} \geq 15 \text{ cm}$.

Outra recomendação construtiva que a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) é que a armadura de flexão deve ser disposta essencialmente nas faixas definidas pelas estacas. As barras devem se estender até a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. A ancoragem da armadura deve ter no mínimo o comprimento de ancoragem básico (l_b). O gancho vertical pode ser considerado de modo a possibilitar a redução do comprimento de ancoragem, bem como o acréscimo de armadura em relação à calculada. Portanto, o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) é calculado pela expressão:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (51)$$

em que α é o coeficiente de minoração proposta na norma ($\alpha = 0,7$), $A_{s,calc}$ é a área de armadura calculada e $A_{s,ef}$ é a área efetiva determinada após o detalhamento da armadura.

Por fim, a distância da face externa da estaca à borda externa do bloco deve garantir a ancoragem da armadura, de maneira que o comprimento do bloco (l) sobre duas estacas pode ser estimado como:

$$l = e + 2 \phi_e + 2 c \quad (52)$$

3.2.9 Bloco sobre três estacas

Para este caso considera-se o pilar com seção quadrada, com centro de gravidade coincidente com o centro geométrico do bloco. O esquema de forças atuantes está representado na Figura 24, e a partir dele é possível as componentes de força que atuam nas bielas comprimidas de concreto (R_c) e na armadura principal (R_s).

O procedimento de dimensionamento dos blocos sobre três estacas segue os mesmos princípios apresentados para os blocos sobre duas estacas, no seção 3.2.9. Portanto, as fórmulas aqui apresentadas foram obtidas a partir das proposições estabelecidas anteriormente.

As bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por punção, desde que o ângulo α esteja compreendido dentro do intervalo de $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Para esses valores, estabelece-se então a altura útil mínima (d_{min}) e máxima (d_{max}):

$$d_{min} = 0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (53)$$

$$d_{max} = 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (54)$$

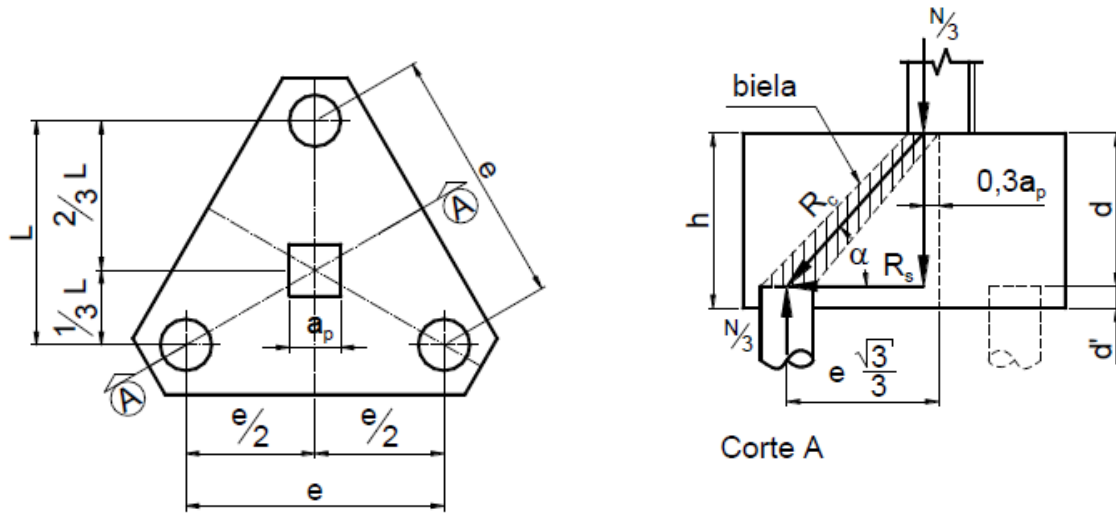


Figura 24 – Bloco sobre três estacas (Bastos, 2017)

Para os pilares retangulares a área do pilar (a_p) deve ser corrigida, adotando-se seção quadrada equivalente, conforme demonstrado abaixo:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p b_p} \quad (55)$$

A altura do bloco (h) é:

$$h = d + d' \quad (41)$$

$$d' = \frac{a_{est}}{5} \geq 5 \text{ cm} \quad (42)$$

Aplicando a equação básica de tensão, isto é, fazendo a divisão da força atuante pela área, temos a tensão de compressão na biela relativa ao pilar ($\sigma_{cd,b,pil}$) e na biela relativa à estaca ($\sigma_{cd,b,est}$):

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sen^2 \alpha} \quad (56)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 A_e \sen^2 \alpha} \quad (57)$$

Para que se evite o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores do que as tensões resistentes do concreto (máximas ou últimas):

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 K_R \cdot f_{cd} \quad (58)$$

Existem diferentes métodos de posicionamento de detalhamento da armadura principal nos blocos sobre três estacas. No Brasil, a prática mais comum tem sido a utilização de armaduras paralelas aos lados da estaca e com malha ortogonal. Essa configuração proporciona menor fissuração do concreto e maior economia.

A força R_s atua na direção das medianas do triângulo, cujos vértices são os centros das três estacas, e tem a sua componente R'_s determinada conforme a ilustração da Figura 25 apresenta:

$$R'_s = R_s \sqrt{3}/3 \quad (59)$$

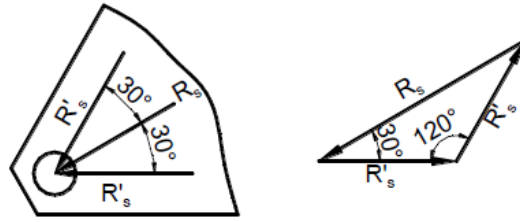


Figura 25 – Decomposição da força de tração R_s na direção do eixo das estacas (Bastos, 2017)

A armadura principal deve resistir à força R'_s , disposta paralelamente aos lados do bloco, e é calculada pela expressão:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27 d f_{yd}} (e \sqrt{3} - 0,9 a_p) \quad (60)$$

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve que para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais.

$$A_{s,malha} = 0,2 A_{s,lado} \geq A_{s,sup,face} \quad (61)$$

em que $A_{s,sup,face}$ é a armadura de suspensão por face, apresentada a seguir.

Quando a armadura é distribuída em malha, há uma tendência da biela de compressão se apoiar fora da estaca, exigindo uma armadura de levantamento. A ausência dessa armadura pode ocasionar na ruptura do concreto sob efeito de tração. Parte da carga vertical

se propaga para o intervalo entre as estacas, região onde não existe apoio (Campos, 2015). Logo, essa parcela deve ser resistida por meio de armaduras de suspensão, calculadas da seguinte maneira:

$$A_{s,susp} = \frac{N_d}{1,5 n_e f_{yd}} \quad (62)$$

em que n_e é o número de estacas no bloco.

No caso do bloco sobre três estacas, a armadura de suspensão por face ($A_{s,susp,f}$) é:

$$A_{s,susp,f} = \frac{N_d}{13,5 f_{yd}} \quad (62)$$

As recomendações da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) referentes ao comprimento de ancoragem das barras de aço aplicam-se igualmente às prescrições apresentadas na seção 3.2.9 para blocos sobre duas estacas.

3.2.10 Armadura para estacas

A armadura das estacas é parte fundamental para o bom desempenho da fundação sendo responsável, de modo geral, pela integridade na parte superior da estaca no trecho de ligação com o bloco de coroamento, permitindo que os esforços provenientes da estrutura sejam transmitidos adequadamente à fundação. Para os casos em que existam esforços transversais ou momentos fletores atuantes na fundação é necessário que a armadura se estenda até a profundidade suficiente para dissipação completa destes esforços.

A norma brasileira NBR 6122 (ANBT, 2019) traz as diretrizes para o dimensionamento das armaduras das estacas no item 8.6.3. Como não há menção às estacas apiloadas nesta versão mais recente da norma, pode-se adotar as prescrições indicadas para estacas moldadas *in loco*. A norma estabelece que para a tensão de compressão atuante menor que 4,0 KPa a estaca pode ser armada somente no trecho de ligação com o bloco. O comprimento mínimo da armadura deve ser de 3,0 m e a armadura mínima da estaca deve ser de 0,4% da área da seção transversal bruta da estaca.

Os procedimentos para o dimensionamento das armaduras das estacas devem seguir as recomendações para estruturas de concreto armado fornecidas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.3 Orçamento

Fazer uma estimativa de preço, ou um orçamento, é o mesmo que produzir uma homologação da quantidade aproximada de materiais, tempo ou custo para executar uma construção. Essa declaração de quantidade é chamada de estimativa, e deve prover informações necessárias para decisões a respeito da construção a ser executada. As decisões mais comuns neste processo envolvem a elaboração correta de uma estimativa de preço da construção, estabelecimento de um contrato para o pagamento, e o controle das quantidades reais pela administração do projeto (Bademosi et al., 2019).

O processo de orçamentação divide algumas similaridades com a área de contabilidade financeira. Ambos necessitam de práticas padronizadas que possam ser repetidas de projeto a projeto ou de tempo em tempo. A seleção dos métodos de contabilidade e de estimativa de preço é tanto uma arte quanto é uma ciência, junção necessária para que se as situações reais possam ser representadas.

A prática da contabilidade financeira deve estar de acordo com “princípios gerais de contabilidade”, que resumidamente são um grande conjunto de padrões, normas, convenções, princípios, guias e suposições que guiam, mas não ditam, as decisões dos contadores.

Para determinar os fundamentos do processo de orçamentação é necessária uma vasta experiência na área, para que a aplicabilidade dos fundamentos possa ser universal e utilizável em diferentes estimativas de preço de diversas obras. A partir de seus estudos, Carr (1989) estabeleceu uma lista de sete fundamentos para execução de orçamentos de obras, e os resultados de sua aplicação têm se provado útil ao longo dos últimos anos na prática de orçamentária:

1) Realidade

2) Nível de detalhe

3) Abrangência

4) Documentação

5) *Custo Direto e Indireto*

7) *Contingência*

6) *Custo Variável e Fixo*

3.3.1 Realidade

Qualquer pessoa pode estabelecer um conjunto de números, mas o desafio do orçamentista é produzir uma estimativa que seja uma representação precisa da realidade. Isto é, primeiramente, uma questão de experiência profissional e julgamento, e em segundo lugar, uma questão de disponibilidade de dados históricos relevantes. Para efetuar uma estimativa detalhada deve-se construir o projeto mentalmente, selecionando materiais, métodos, equipamentos e equipes para atender as especificações de projeto. O orçamentista, então, usa as melhores informações disponíveis para estimar os custos de executar o trabalho programado usando os recursos estabelecidos. Essas informações podem originar de dados de custo ou tempo de trabalho de projetos e estimativas anteriores. Pode ser calculado a partir de uma análise detalhada do processo construtivo. Também pode ser o melhor chute de custo e tempo que o orçamentista fez. Geralmente na prática, usa-se uma combinação destes três métodos (Carr, 1989).

É importante que a estimativa de preço não utilize informações simplesmente pela sua simplicidade ou conveniência. Por muitas vezes os orçamentistas utilizam dados que são cômodos ou de uma fonte que isente a responsabilidade de quem realiza a estimativa de preço. Pode acontecer em casos em que se utilizam dados de custo de projetos anteriores ou publicações com guias de estimativa de preço. O uso de tais informações sem conhecimento de sua replicabilidade no trabalho em questão produz uma estimativa imprecisa, pois não foi baseada na realidade do projeto em elaboração.

3.3.2 Nível de detalhe

Determinar o nível de detalhe que um orçamento deve ter é bastante subjetivo, porém admite-se que apenas os detalhes que sejam relevantes ao processo estejam contidos na estimativa de preço, pois deseja-se minimizar o tempo consumido por essa atividade. Quanto mais detalhes forem exigidos, mais tempo o orçamento demora para ser concluído e maior são os custos administrativos de elaboração do mesmo.

A relevância da estimativa é baseada em dois critérios, segundo Carr (1989):

- a) Se um nível de relevância específico é aceitável ao tomar uma decisão, o nível de detalhe que proporciona esse nível de relevância é aceitável, e
- b) O efeito do nível de detalhe na precisão da estimativa de preço deve ser razoavelmente uniforme para todos os componentes da estimativa.

3.3.3 Abrangência

Outro desafio no processo de orçamentação é garantir que todos os itens necessários estejam incluídos, sem adicionar nada que não seja relevante. A estimativa de preço deve ser capaz de analisar além dos componentes óbvios e seu custo primário de construção, principalmente na estimativa prévia a conclusão do projeto. As estimativas devem incluir não somente os custos de obtenção de equipamento, mas também sua instalação. Além do custo de execução da obra, existem custos consideráveis de administração e infraestrutura física durante o processo de construção, podendo citar como exemplo as licenças, financiamento, segurança, transporte, contabilidade, compras, utilitários, depósito e estações de trabalho (marcenaria, ferraria, etc.). Ainda deve-se considerar os custos de atraso e possíveis mudanças que ocorrerão antes da conclusão da obra.

3.3.4 Documentação

A publicação de um orçamento deve ser detalhada somente com as informações necessárias e suficientes, segundo o propósito à que foi estabelecida. Por um lado, a estimativa de preço deve ser um documento que sirva de base para decisões de negócios. Deve ser representada de tal forma que possa ser compreendida, checada, verificada e corrigida. Isto requer que a fonte de cada número seja claramente rastreável por qualquer pessoa, não somente aquele que prepara a estimativa, mas por qualquer outra pessoa que vá seguir o modelo. As condições adotadas devem ser identificadas. Os métodos construtivos, lista de equipamentos, e grupo de colaboradores que foram selecionados no processo de contratação de pessoal devem ser declarados, se não forem obviamente deduzidos. O

orçamento deve ser elaborado e organizado para ser seguido facilmente por qualquer pessoa leiga no assunto.

Por outro lado, um orçamento é sempre um trabalho em progresso contínuo. É um documento particular, destinado apenas para as partes que o utilizarão para tomadas de decisões de negócios. Há situações que a documentação é feita de forma mais simplista, preparada para atender ajustes baseados em informações que anteriormente não estavam disponíveis, ou uma demanda recente que necessita certa urgência. Neste caso, não se pode considerá-la como uma declaração financeira finalizada, portanto não deve ser utilizada em apresentações formais.

3.3.5 Custo Direto e Indireto

O custo direto de uma atividade é fisicamente rastreável à atividade do ponto de vista econômico. O custo direto não é contado se a atividade não for realizada. Custos indiretos são custos de negócio que não sejam custos diretos de atividades de construção; eles não são fisicamente rastreáveis e são contados mesmo que a atividade não seja realizada. Os custos indiretos também são conhecidos como *overhead* (Carr, 1989).

Os custos de construção são classificados como materiais, mão de obra e equipamento. Materiais diretos para paredes de concreto incluem concreto usinado em central e entregue no canteiro de obra e despejados em fôrmas, aço reforçado industrializado e amarrado e disposta nas fôrmas, e madeira compensada e arames utilizados na fabricação das fôrmas. A mão de obra direta inclui carpinteiros, que fabricam e montam as fôrmas; armadores, que moldam e dispõem a armadura de aço; e pedreiros, que fazem o lançamento e assentamento do concreto, desmontam as fôrmas e realizam a regularização da superfície do concreto. Uma bomba de concreto com mangueira de aplicação é um custo direto de equipamento, e seu operador um custo direto de mão de obra.

Os custos indiretos consistem em:

- a) Custos significativos que ocorreriam mesmo que a atividade não tenha sido realizada. Por exemplo, o supervisor do canteiro de obra e o guindaste.

- b) Custos pequenos que seriam diretos, exceto que sua consideração na estimativa não é econômica. Como por exemplo, os pregos utilizados na confecção das fôrmas, arames de aço para unir as armaduras e uma serra elétrica de madeira.

Portanto, os ferros, arames e pequenas ferramentas são considerados *overhead* do projeto. Eles são incluídos na estimativa como uma porcentagem do custo direto, ou como custo por unidade consumida, ao invés de ser considerado individualmente como custo direto.

3.3.6 Custo Variável e Fixo

Os custos podem ser classificados pela sua alteração de preço em função de uma mudança no volume produzido. Volume, ou quantidade, de uma atividade construtiva é medido de diversas maneiras, como por exemplo, em metros lineares, metros quadrados, metros cúbicos produzidos, horas de trabalho, unidades instaladas, meses de aluguel, dentre outros. Se o custo muda proporcionalmente a uma mudança no volume ou quantidade, então é fixo. A maioria das atividades é uma mistura de custos variáveis e fixos (Carr, 1989). Por exemplo, uma estação de trabalho hipotética utilizada para fabricar as armaduras de estacas de grande diâmetro e profundidade consiste de duas baías de corte, três baías de dobra, duas baías de solda, área de armazenamento e uma esteira rolante. O custo de instalação da estação é um custo fixo de fabricação, porque uma vez instalado, seu custo não irá mudar mesmo que o dobro ou a metade de encanamento fosse fabricada. Entretanto, as horas de trabalho pagas aos colaboradores depende do número de peças fabricadas, assim como o período de aluguel das máquinas de solda, corte e dobra, a taxa do inspetor de solda e todos os materiais utilizados. Estes são todos os custos variáveis envolvidos na fabricação de encanamentos no canteiro de obra.

A maioria dos custos administrativos, como aluguel do escritório central, seguros, taxas e depreciação, salário da equipe administrativa, e custos de posse de equipamentos, podem ser considerados fixos por um período de tempo. Porém, ao admiti-los como custos fixos, algumas mudanças significativas podem ocorrer em um curto período de tempo, resultado de mudanças no nível do empreendimento, ou da aquisição e venda de equipamentos e imóveis.

A compreensão da diferença entre custo variável e fixo é particularmente importante na determinação de custos relevantes para mudanças nas quantidades predeterminadas em contrato. Tal situação é comum em empresas participantes de licitações, onde a alteração do projeto acontece com certa frequência.

3.3.7 Contingência

Um orçamento é uma previsão – uma aproximação – que fornece informações para tomada de decisões importantes de negócios, e pode ser um substituto para medições reais que não são economicamente ou tecnicamente possíveis. A estimativa é considerada precisa se for suficientemente próxima ao desempenho real, ao ponto que as decisões baseadas na estimativa sejam as mesmas decisões baseadas no desempenho real, se o último estivesse disponível.

Apesar do conceito primordial de uma estimativa ser a precisão, pela sua própria natureza, uma estimativa é incerta. Um orçamentista deve conviver com a incerteza, apesar de ela não ser sua amiga. Na verdade, um orçamentista deve não somente conviver com a incerteza, mas deve estimar e controla-la, pois, a incerteza contida na estimativa é uma informação extremamente importante, tanto quanto a estimativa em si (Carr, 1989).

Um plano de contingência representa algo desconhecido, que parece conflitar diretamente com a definição de um orçamento preciso. Porém, quando um orçamentista espera e se prepara para eventos que não podem ser antecipados, a precisão demanda que tal evento seja representado por uma estimativa de custo.

3.3.8 Estimativa de custos no Brasil

Sabendo da necessidade de determinar com precisão os custos e quantidades dos insumos a serem utilizados na estimativa de preços, algumas empresas privadas e órgãos do Governo reúnem uma grande quantidade de informações de obras e projetos feitos em várias localidades do país, compilando-as em forma de tabelas contendo a composição dos principais serviços da construção civil.

Uma composição é o detalhamento de um determinado serviço que expressa a descrição, quantidades, produtividades e custos unitários dos materiais, mão de obra e equipamentos necessários à execução de uma unidade de medida desse serviço. Por exemplo, o serviço de dobra e montagem de armadura de aço para estruturas de concreto armado é composto pelo material consumido (barra de aço, arame recozido e espaçador) e pelo total de tempo necessário para a mão de obra (armador e ajudante) realizar o serviço. A cada um desses itens é associado um valor de referência, em reais por unidade de medida de consumo.

No Brasil, existem duas fontes de referência de composição de serviços muito utilizadas, com banco de dados coletados em todos os Estados da Federação. O Governo Federal, através da Caixa Econômica, fornece o Sistema Nacional de Índices de Construção Civil (SINAPI), que consiste em um banco de dados com preços de serviços e insumos utilizados na indústria da construção. As licitações de obras públicas da União devem utilizar o SINAPI como base para o cálculo do orçamento global da obra. As tabelas podem ser encontradas no site da Caixa Econômica Federal, e são atualizadas anualmente. Outros órgãos públicos também fornecem tabelas de composição de custos, como o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNTI) – base SICRO, a Prefeitura de São Paulo – base SIURB EDIF e SIURB INFRA, a Secretaria de Habitação do Estado de São Paulo (CDHU) – base CDHU, dentre outras.

Outra referência muito utilizada na construção civil brasileira é a Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (TCPO) da Editora Pini, que além de fornecer a tabela de preços em forma de livro, possui um programa próprio (*Volare*) para cálculo de orçamentos com mais de 8.000 composições próprias (TCPO) e também composições de outras bases de dados de órgãos do governo. O programa *Volare* utiliza o sistema de codificação BIM (*Building Information Modeling*), utilizado no mundo todo como metodologia de padronização de orçamento de obras no ramo da construção civil.

Capítulo 4 – Estudo de caso: Projeto de uma residência

O tipo mais comum de moradia no Brasil é a casa (considerando sobrados e casas térreas), principalmente em cidades distantes das grandes capitais. Uma pesquisa realizada pelo IBGE (2019) constatou que as casas representam 85% das moradias no país, o equivalente a 62 milhões de residências. Os apartamentos ficam bem atrás no percentual, representando apenas 14,2% do total.

Os projetos de fundações para residências pequenas costumam receber pouca atenção dos construtores e proprietários, uma vez que seu custo representa de 5 a 10% do valor total da obra. Grande parte das residências de pequeno porte são construídas com pouca (ou nenhuma) investigação do solo de fundação, geralmente utilizando apenas um ponto de sondagem para todo o terreno da obra. Em uma parcela significativa de residências o projeto da fundação é concebido apenas com estimativas baseadas na experiência do projetista e através da coleta de dados de edificações vizinhas, sem que se realize uma sondagem de investigação do solo. Portanto, para contornar os problemas gerados pelas incertezas de determinação dos parâmetros do solo, é comum que estes projetos sejam superdimensionados, implicando em um custo maior para a execução das fundações. Analisando na prática, o valor economizado ao não realizar a sondagem de investigação do solo pode ser menor do que o valor adicional resultante de um projeto superdimensionado. Isso prova que a utilização de pelo menos uma investigação do solo no local da obra irá proporcionar um projeto mais preciso, com menores dimensões da fundação, menor volume de concreto e armadura, e menor tempo de execução - que implica em um custo total reduzido.

A predominância do clima tropical e subtropical na Região Centro-Sul e do clima semiárido na Região Nordeste do Brasil resulta no desenvolvimento de solos colapsíveis nessas regiões. Considerando que uma parcela das residências de pequeno porte é construída sobre camadas de solo colapsível, a falta de um projeto de fundação adequado, que considere a instabilidade da estrutura do solo, proporciona o surgimento de patologias nas casas, como o surgimento de trincas e fissuras, comprometendo a utilização da edificação (estado limite de serviço).

Para evitar que as obras realizadas em solos colapsíveis sofram patologias excessivas, a norma brasileira NRB 6122 (2010) recomenda que não se execute projeto de fundações diretas em solos colapsíveis, pois a perda de resistência abrupta pela redução da sucção e eventual dissolução dos agentes de cimentação do solo gera recalques diferenciais elevados, comprometendo a integridade da edificação. Na prática da engenharia geotécnica no Brasil, para edificações de pequeno porte construídas sobre este tipo de solo, costuma-se utilizar estacas escavadas, pois possui processo executivo simples e econômico. A estaca deverá ser escavada com profundidade suficientemente adequada para que a ponta esteja apoiada em solo de boa resistência. No caso de edificações de médio e grande porte, a prática mais comum é executar as fundações em estacas ou tubulões. A utilização de tubulões escavados a céu aberto tem diminuído nos últimos anos, abrindo espaço para a utilização de diversos tipos de estacas (Moraes, 2010). Nos últimos anos a solução de estacas tipo hélice-contínua vem sendo cada vez mais utilizada, principalmente nas regiões metropolitanas mais desenvolvidas, onde há disponibilidade de empresas com equipamento e mão de obra especializada.

Outra alternativa que vem sendo utilizada há alguns anos no Brasil para contornar os problemas de colapsibilidade dos solos porosos é a melhoria das características mecânicas do solo de fundação através da compactação, anteriormente à execução da fundação, seja ela por estaca, sapata ou tubulão. Apesar da comprovação da efetividade desse método por diversos autores (Cintra (2009), Souza (1993), Costa (1999), Moraes (2010), Freitas (2016), dentre outros), ainda há uma certa relutância por parte da prática da engenharia geotécnica em utilizar este método como alternativa para o projeto de fundações, nos casos em que forem aplicáveis.

Há então a necessidade de fornecer resultados acadêmicos que possam ser aplicáveis à prática da engenharia, isto é, que forneçam uma comparação não somente técnica, mas também financeira entre o modelo tradicional atualmente utilizado e o modelo de projeto considerando a melhoria do solo por compactação da camada subjacente à fundação.

Portanto, este estudo propõe analisar diferentes soluções para a fundação de uma residência de pequeno porte, comparando o modelo tradicional atualmente utilizado na prática da engenharia de fundações com o modelo utilizando a melhoria do solo como premissa de projeto. Foram escolhidas sete propostas de projeto, divididas em cinco projetos de sapata e dois projetos de estaca apiloada.

A escolha da estaca do tipo apiloada considerou a ação da cravação da estaca como melhoria do solo, apresentando uma vantagem sobre os outros tipos de estaca em relação aos parâmetros de resistência do solo. Para o projeto das estacas apiloadas foram utilizados os parâmetros obtidos nos estudos de Carneiro (1994), que realizou provas de carga em estacas apiloadas na região de São Carlos/SP com umidade de campo (não saturado) e também com inundação durante o ensaio. A partir desses resultados, foram concebidos dois projetos de fundação por estaca apiloada, o primeiro considerando a condição não saturada do solo (umidade de campo), e o segundo considerando a condição inundada do solo.

Apesar da norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) não recomendar o projeto de fundações em sapatas em camadas de solo colapsível, propõe-se analisar o projeto de fundação em sapatas com a melhoria do solo através de colunas de solo compactadas na base da sapata. O método proposto é a melhoria do solo de base da sapata através de colunas de solo compactado, metodologia que foi desenvolvida e estudada por Freitas (2016) através dos ensaios de prova de carga em placa em colunas de solo compactadas na região de São Carlos/SP. A partir dos resultados dos ensaios, foram concebidos cinco projetos de fundação por sapata: o primeiro considerando sapata sem o reforço, na condição não saturada (umidade de campo); o segundo projeto em sapata sem reforço, na condição inundada; o terceiro projeto em sapata com reforço por coluna de solo compactado, na condição não saturada (umidade de campo); o quarto projeto em sapata com reforço por coluna de solo compactado, na condição inundada; e por fim, o quinto projeto em sapata com reforço de coluna de solo e brita compactadas, na condição inundada.

A fim de melhor referenciar os sete projetos propostos neste estudo, organizou-se numericamente os diferentes projetos de fundações da seguinte maneira:

Projeto I – Estacas apiloadas, na condição não saturada;

Projeto II – Estacas apiloadas, na condição inundada;

Projeto III – Sapatas sem reforço, na condição não saturada;

Projeto IV – Sapatas sem reforço, na condição inundada;

Projeto V – Sapatas com reforço de colunas de solo compactadas, na condição não saturada;

Projeto VI – Sapatas com reforço de colunas de solo compactadas, na condição inundada;

Projeto VII – Sapatas com reforço de colunas de solo e brita compactados, na condição inundada.

4.1 Projeto arquitetônico

Para este estudo, considerou-se satisfatório adotar uma edificação residencial térrea de pequeno porte como base dos cálculos dos projetos de fundações. A Figura 26 apresenta o projeto arquitetônico idealizado, que pode ser visto com mais detalhes no Anexo A (Figura A1). A casa totaliza uma área construída de 120 m². Admitiu-se uma residência com características tais que fosse possível abranger a tipologia da maioria das edificações brasileiras, principalmente do interior do Estado de São Paulo.

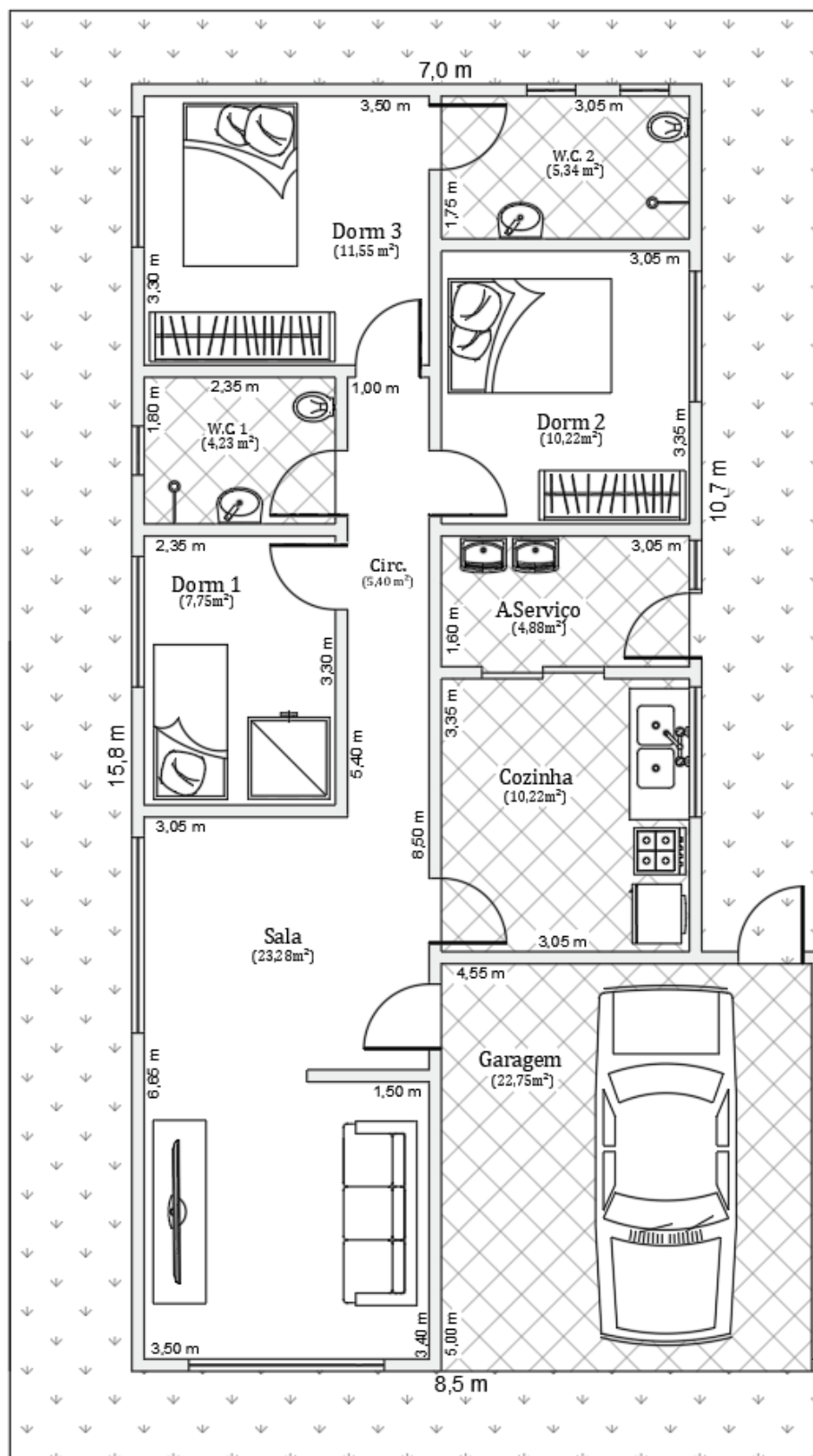


Figura 26 – Planta baixa da residência escolhida para este estudo de caso

4.1.1 Superestrutura

A superestrutura foi concebida de maneira a atender os requisitos impostos pelo projeto arquitetônico, isto é, a posição das lajes, paredes, vigas e pilares. A fim de determinar as cargas que a superestrutura transmite para as fundações, é necessário primeiro fazer o levantamento das cargas atuantes na estrutura, segundo as recomendações da norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) que estabelece as cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Os seguintes dados foram adotados para o levantamento das cargas atuantes:

- Laje maciça em concreto armado, com espessura de 10 cm;
- Espessura do contrapiso (camada de regularização) de 2 cm, e peso específico da argamassa de 20 kN/m^3 ;
- Revestimento de piso cerâmico com carga de $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Parede de bloco cerâmico com espessura de 15 cm, contando o revestimento, altura de 2,80 m, e peso específico de 18 kN/m^3 . Os blocos cerâmicos adotados têm $9 \times 19 \times 19 \text{ cm}$;
- Reservatório de água com capacidade de 3.000 L;
- Peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 ;
- Vigas com seção transversal de $12 \times 25 \text{ cm}$;
- Pilares com seção transversal de $12 \times 30 \text{ cm}$ e altura de 2,80 m;
- Sobrecarga de utilização para todas as lajes de $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- Telhado com telhas cerâmicas com sobrecarga de $0,7 \text{ kN/m}^2$;
- Desprezou-se a ação do vento, considerando edificação térrea.

Após a análise estrutural da residência em estudo, obteve-se as cargas totais para cada pilar, que deverá ser transmitida para as fundações. As cargas obtidas da superestrutura estão indicadas na Tabela 1. Para facilitar a visualização dos pontos de carga das fundações, olhar a planta de fôrma dos pilares, vigas e lajes (Figura 27).

Tabela 1 – Cargas totais nos pilares

pilar	Nk (kN)
P1	41,50
P2	66,24
P3	38,53
P4	70,97
P5	110,02
P6	63,73
P7	64,59
P8	95,78
P9	46,31
P10	35,12
P11	69,53
P12	51,72

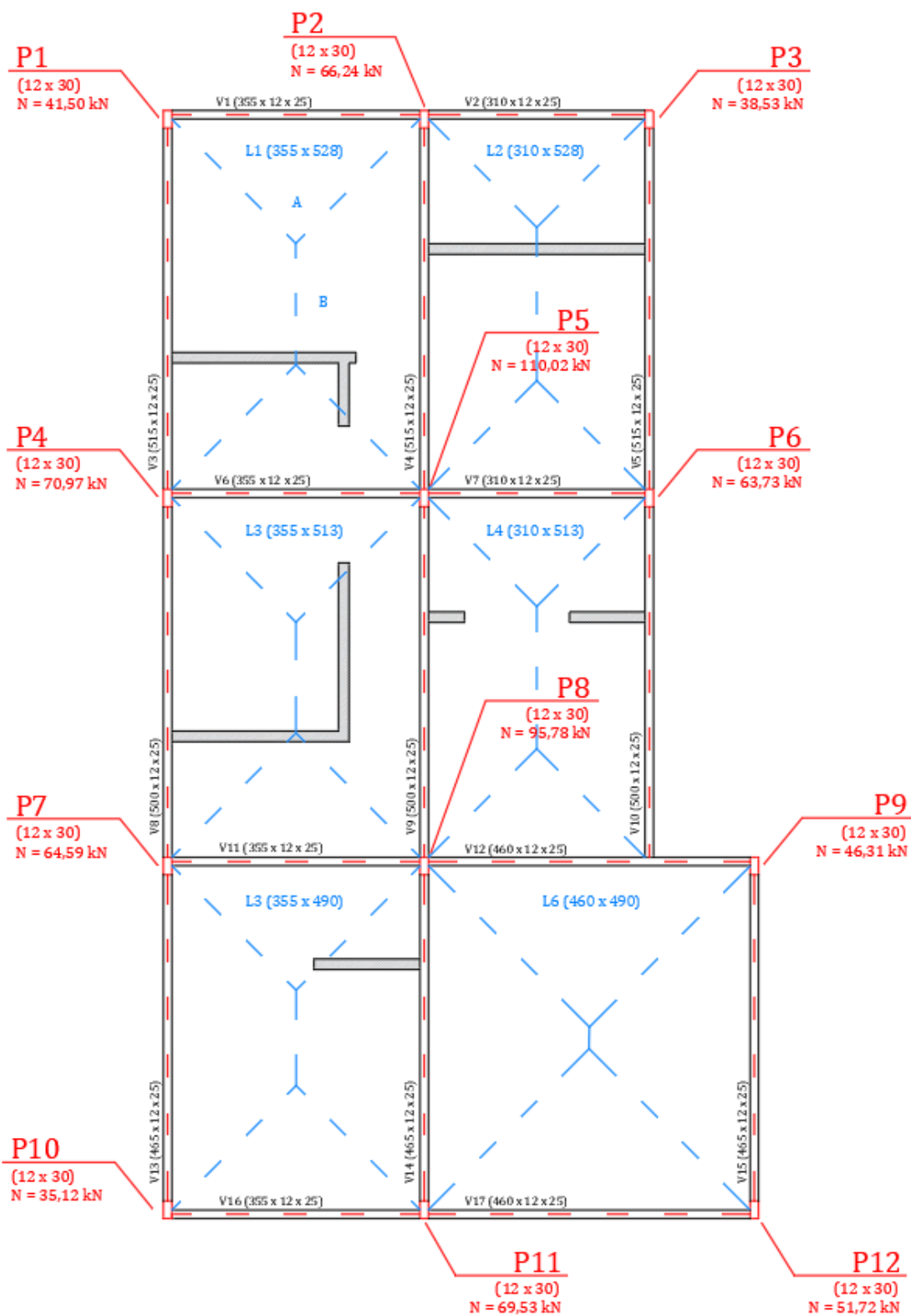


Figura 27 – Planta de fôrma dos pilares, vigas e lajes – com indicação da carga atuante na fundação

4.2 Local de estudo e histórico de informações disponíveis

O solo escolhido para a instalação das fundações foi o solo do Campo Experimental de Fundações da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC – USP). Segundo Bertolucci (1993), a cidade de São Carlos situa-se sobre rochas do Grupo São Bento, compostas por arenitos da Formação Botucatu e Pirambóia, e derrames de efusivas basálticas da Formação Serra Geral. Sobre estas rochas estão dispostos solos residuais das Formações Itaqueri e Serra Geral, e por fim, cobrindo toda a região, encontram-se Sedimentos Cenozóicos. Tais sedimentos estão condicionados à ação do intemperismo característico de regiões tropicais, que culminou no processo de laterização do solo. A camada é constituída por 35% de argila e pelo menos 50% de areia média a fina. A espessura da camada do solo laterítico varia de 5 a 7 metros na região urbana da cidade de São Carlos, e é separada da camada de solo residual (Formação Itaqueri) por uma linha de seixos de quartzo e limonita. O nível do lençol freático atinge uma profundidade de 10 m no inverno.

O solo do Campo Experimental de Fundações, situado no extremo sul do campus da USP/São Carlos, pode ser considerado representativo da região centro-oeste do Estado de São Paulo. Um perfil geológico característico do solo no campo experimental foi proposto por Bertolucci (1993) para pequenas profundidades, conforme apresentado na Figura 28.

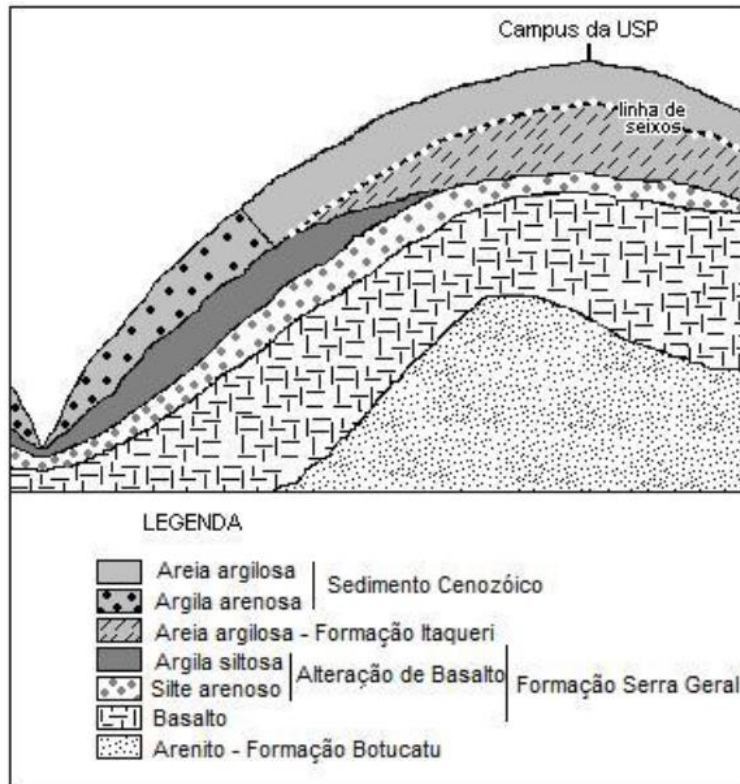


Figura 28 – Perfil geológico de pequena profundidade em São Carlos (Bertolucci, 1983)

4.2.1 Caracterização geotécnica

Dentre os diversos ensaios realizados no campo experimental, optou-se pela caracterização geotécnica proposta por Costa (1999), Giacheti et al. (1993) e Machado (1998), através de ensaios laboratoriais, ensaios de sondagem SPT e também ensaios de penetração CPT. A Figura 29 apresenta o perfil típico do campo experimental, juntamente com os valores médios obtidos nas sondagens SPT e CPT.

A Figura 30 apresenta a variação do peso específico (natural e seco), a variação do índice de vazios e dos limites de consistência em função da profundidade, até 9 metros, e por fim, a variação da umidade do solo, correspondente ao peso específico natural obtido. Os valores apresentados foram obtidos a partir dos resultados de ensaios realizados por Giacheti et al. (1993) e Machado (1998).

As curvas granulométricas correspondentes às profundidades de 3, 5 e 8 metros estão dispostas na Figura 31 segundo os resultados de Machado (1998).

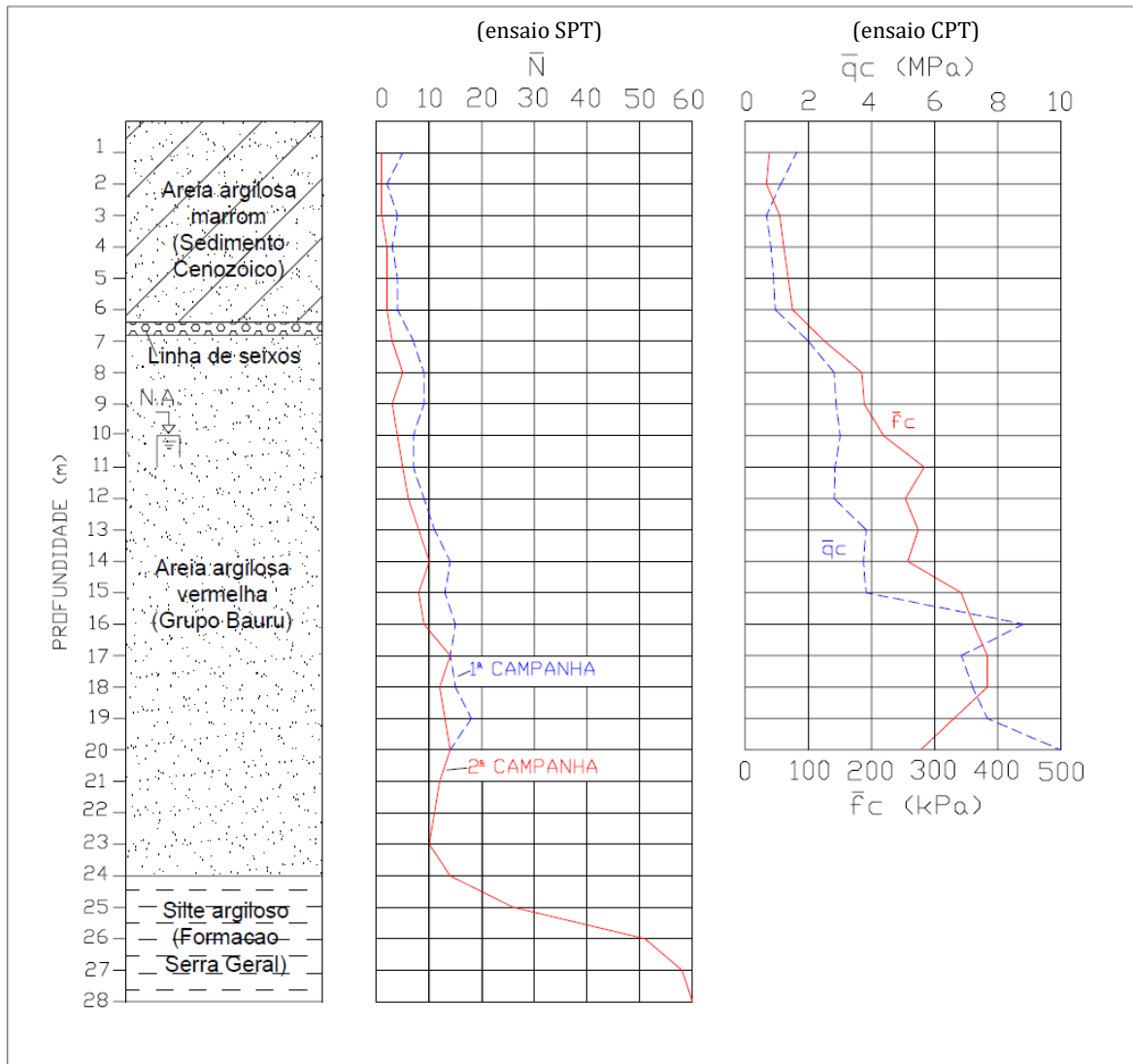


Figura 29 – Perfil típico do Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos (Costa, 1999).

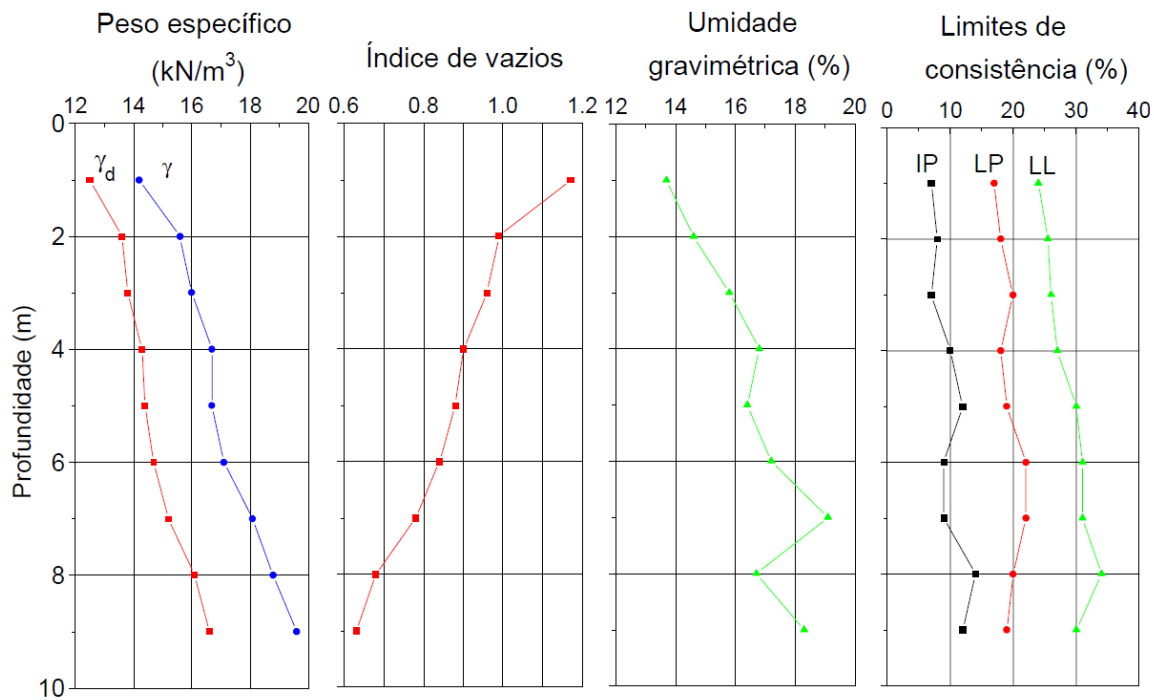


Figura 30 – Variação dos índices físicos e dos limites de consistência em função da profundidade (Costa, 1999)

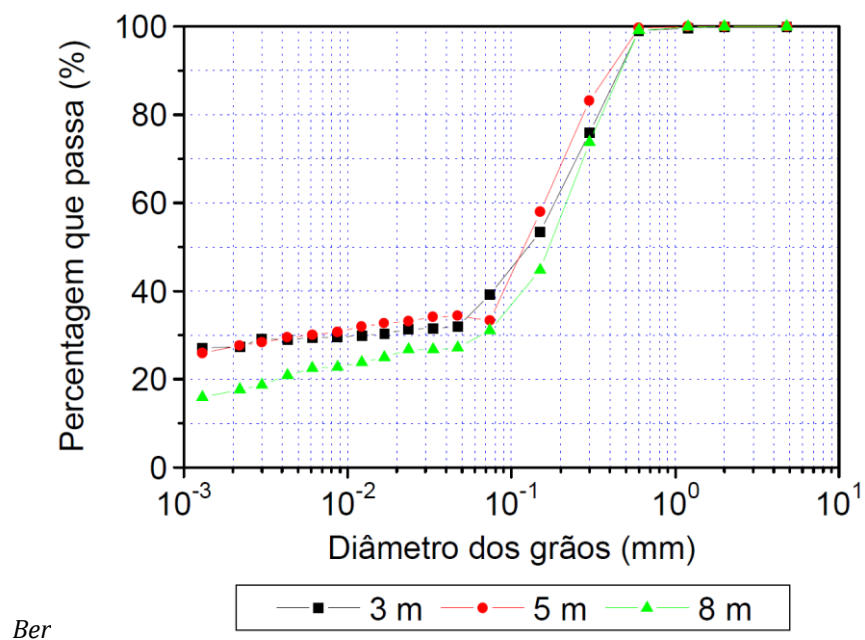


Figura 31 – Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3, 5 e 8 metros, no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos (Machado, 1998)

4.2.2 Prova de carga em estacas apiloadas

Para que o projeto de fundações fosse concebido com precisão, considerando todas as características e particularidades dos solos colapsíveis da região de estudo, optou-se por utilizar os resultados dos ensaios de prova de carga em estacas apiloadas obtidos por Carneiro (1994), que considerou a melhoria que o processo executivo de apiloamento da estaca proporciona na capacidade de carga da mesma. Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos.

Primeiro foram definidas as dimensões e os materiais das estacas a serem utilizadas no estaqueamento do solo. As dimensões da estaca-tipo foram adotadas com diâmetro de 0,20 m e comprimento de 6,0 m (Carneiro, 1994).

As provas de carga foram realizadas em duas condições: com solo na umidade de campo (Ensaio A), e com inundação do solo na carga de trabalho (Ensaio B). O procedimento executivo das estacas consistiu na abertura do fuste apenas utilizando o soquete do bate-estaca, sem necessidade de revestimento. Após a perfuração, o concreto foi lançado da superfície e submetido ao processo de apiloamento (Carneiro, 1994).

A primeira parte do ensaio (Ensaio A) consistiu no carregamento das estacas executadas, com o solo em sua umidade de campo, até se atingir a carga última, ou deformação máxima dos extensômetros. A Figura 32 apresenta as curvas carga vs recalque obtidas para o Ensaio A.

Na segunda parte do ensaio (Ensaio B) as estacas foram descarregadas, e posteriormente carregadas até a carga de trabalho, seguido da inundação da cava. Caso o colapso não fosse constatado, o ensaio prosseguiu em estágios de carregamento até a conclusão do ensaio. A Figura 33 apresenta as curvas carga vs recalque, para o solo inundado, obtidas no Ensaio B.

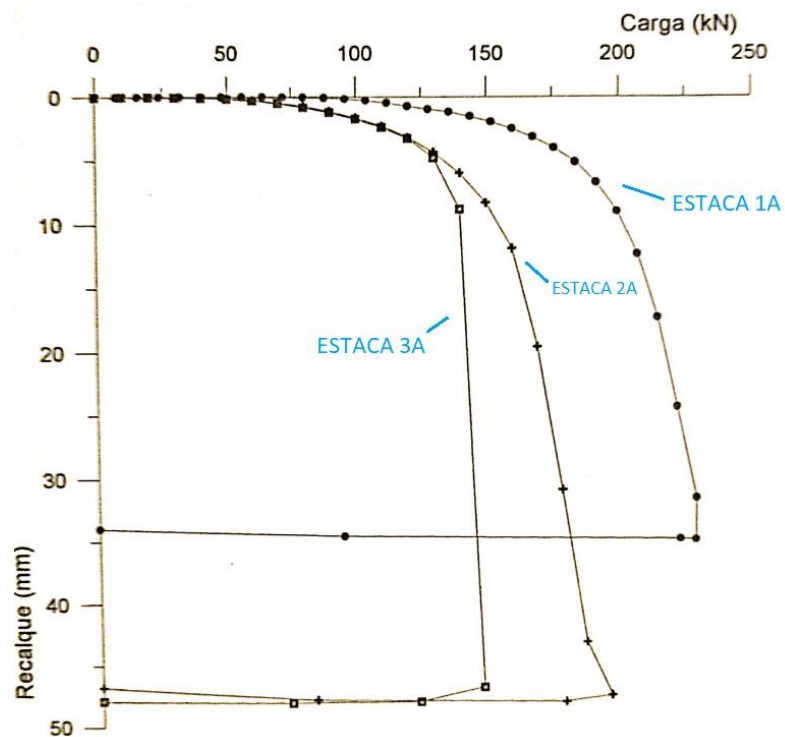


Figura 32 – Ensaio A - prova de carga em estaca apiloada, na umidade natural (Carneiro, 1994)

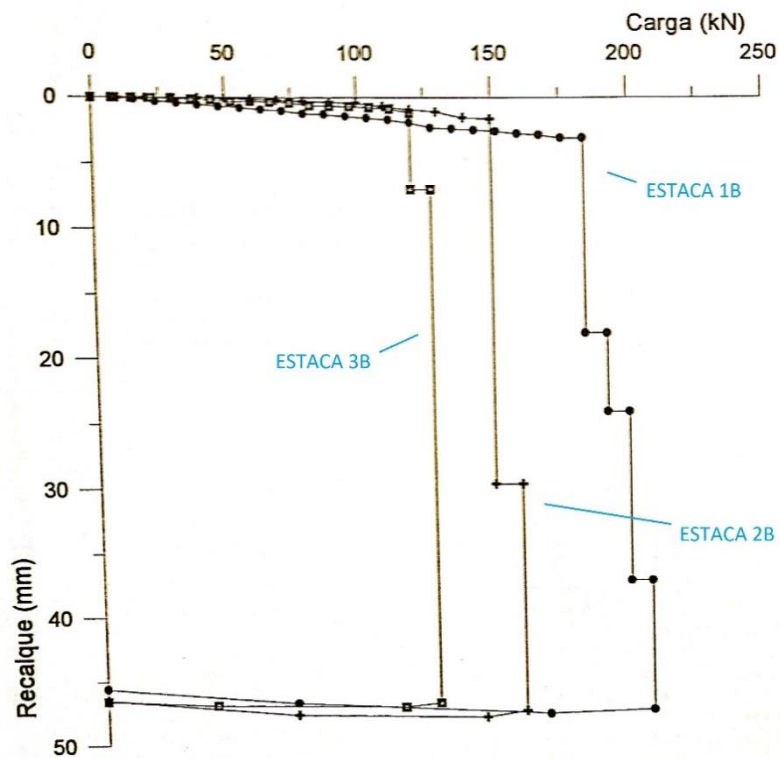


Figura 33 – Ensaio B - prova de carga em estaca apiloada, com inundação (Carneiro, 1994)

A capacidade de carga foi obtida a partir das curvas carga vs recalque dos ensaios apresentadas nas Figuras 32 e 33. A carga última Q_u representa o valor da capacidade de carga para o solo em condição natural (Ensaio A). Já a carga de colapso Q_c representa o valor da capacidade de carga para o solo inundado (Ensaio B). Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 2, junto com o valor da redução da capacidade de carga.

Tabela 2 – Capacidade de carga das estacas apiloadas

	Q_u (kN)	Q_c (kN)	redução
estaca 1	232	184	21%
estaca 2	200	150	25%
estaca 3	150	120	20%
média	194	151	22%

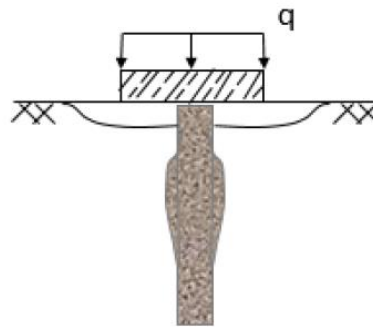
Por fim, a carga admissível foi adotada como a metade da carga média última, ou metade da carga de colapso, dependendo da situação. Para o *Projeto I* de estacas apiloadas com solo em condição não saturada a carga admissível é 97,0 kN. Já para o *Projeto II* de estacas apiloadas com solo em condição saturada, a carga admissível é de 75,7 kN. Verifica-se, portanto, que a condição não saturada do solo apresenta, em média, carga admissível 22% maior do que a condição inundada.

4.2.3 Prova de carga em placa

De maneira análoga aos projetos de fundação em estacas, foram utilizados os resultados dos ensaios de prova de carga em placa obtidos por Freitas (2016) realizados no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. Em sua pesquisa foi avaliada uma nova técnica de reforço de solo com a finalidade de viabilizar o uso de fundações diretas em solos colapsíveis. A técnica proposta consiste na execução de colunas de solo laterítico compactado, inseridas na camada colapsível, onde as fundações deverão ser executadas (Figura 34).

O processo de compactação das colunas provoca a densificação do solo em seu entorno e, conseqüentemente, reduz a compressibilidade da massa de solo reforçado. Para analisar a eficiência do método, foram executadas e ensaiadas colunas em tamanho real, utilizando prova de carga em placa no solo com e sem o reforço das colunas. Os ensaios

também foram realizados com e sem inundação do terreno para verificar o efeito da inundação no comportamento do solo reforçado e também a influência da sucção na tensão admissível do maciço de solo, neste caso, para a sapata hipotética considerada nos projetos.



coluna de reforço
sob sapata

Figura 34 – Exemplo de sapata reforçada com coluna de solo compactado (modificado de Kirsch et al., 2010)

Freitas (2016) executou cinco provas de carga estáticas tipo lenta. Foram realizadas duas provas de carga sobre duas colunas de solo compactado, sendo a primeira coluna ensaiada na condição inundada e a segunda coluna na condição não saturada do solo. Através de tensiômetros, determinou-se a sucção do solo durante os ensaios. A terceira prova de carga foi executada sobre uma coluna de solo e brita com pré-inundação (saturada). As duas últimas provas de carga foram executadas em solo sem reforço, em ambas as condições inundada e não saturada. A sucção do solo foi obtida pela leitura do tensiômetro instalado próximo ao local.

Também foram executadas duas colunas de solo laterítico compactado e uma coluna de solo e brita compactada. O método executivo das colunas foi similar ao da estaca apiloada, que consiste na perfuração do solo por meio de queda livre do pilão, proporcionando um deslocamento do solo lateralmente e para baixo, melhorando as condições do solo no entorno do furo. O furo foi executado até que fosse atingida a profundidade de 3,5 m abaixo do nível do terreno. Depois prosseguiu-se com o preenchimento do furo, ou com solo retirado do próprio local ou com uma mistura de solo e brita, em camadas a serem

compactadas pelo pilão. O diâmetro final da coluna foi considerado como 25 cm, e o diâmetro da placa utilizada no ensaio era de 80 cm.

A Figura 35 apresenta as curvas de tensão vs recalque obtidas nos ensaios para o solo com e sem reforço, nas condições saturada e não saturada. É possível observar que o reforço do solo com as colunas de solo compactado conferiu ao solo uma capacidade de carga maior do que a do solo sem reforço com sucção de 6 kPa.

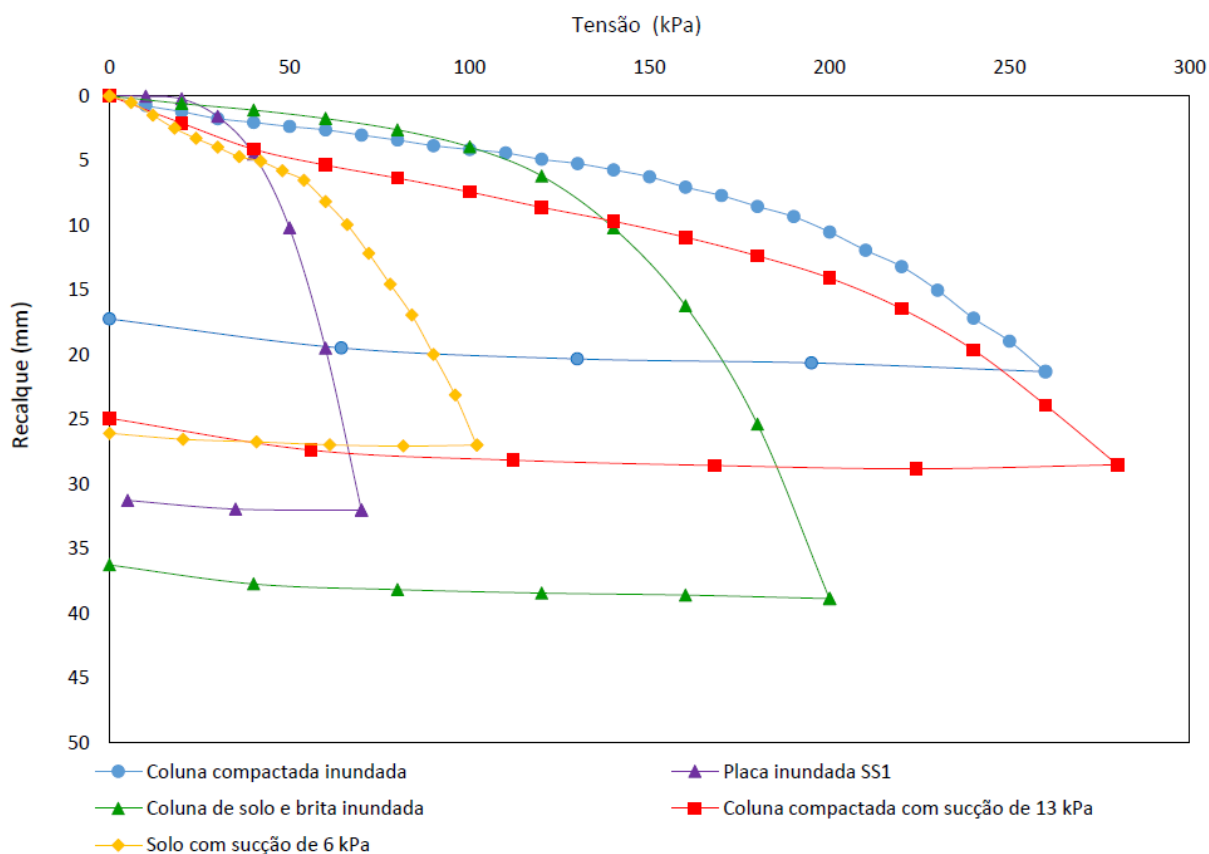


Figura 35 – Resultados dos ensaios de prova de carga de Freitas (2016)

A partir destes resultados foram obtidas as tensões admissíveis de cada um dos cinco projetos de fundação em sapata a serem dimensionados. A tensão admissível foi determinada utilizando o Critério de Boston através do prolongamento das retas, conforme apresentado na seção 3.1.2 deste trabalho. A Tabela 3 apresenta os valores da tensão admissível obtidos para os cinco projetos de sapata, com e sem reforço, na condição saturada e não saturada.

Tabela 3 – Tensão admissível dos ensaios de carga em placa

	reforço	solo	σ_a (kPa)
<i>Projeto III</i>	sem reforço	não saturado	50
<i>Projeto IV</i>	sem reforço	saturado	39
<i>Projeto V</i>	coluna de solo comp.	não saturado	130
<i>Projeto VI</i>	coluna de solo comp.	saturado	135
<i>Projeto VII</i>	coluna de solo e brita comp.	saturado	90

Com base nesses resultados, Freitas (2016) chegou a algumas conclusões importantes. A técnica de melhoramento do solo mostra-se eficiente para a redução de recalque em solo colapsível. Uma única coluna de solo compactado conferiu ao solo um acréscimo de capacidade de carga de 4 vezes (Projeto VI), e uma coluna de solo e brita conferiu ao solo um aumento da capacidade de carga de 2,8 vezes (Projeto VII), sendo ambos considerados na condição inundada. Ainda nesse sentido, verifica-se que a solução da coluna de solo é melhor do que a coluna de solo e brita. As curvas de tensão vs recalque obtidas para o solo compactado na condição inundada e com sucção de 13 kPa (Projeto VI) demonstram que os efeitos da sucção são menos pronunciados em solos compactados.

4.3 Projeto de estacas apiloadas

Nesta seção serão apresentados os resultados dos cálculos dos dois projetos de fundação por estacas apiloadas, considerando o estudo de caso proposto neste estudo. Os projetos apresentados são:

Projeto I – Estaca apiloadada, na condição não saturada;

Projeto II – Estaca apiloadada, na condição inundada;

Primeiramente será apresentado o cálculo do estaqueamento para cada projeto, isto é, a determinação do número de estacas necessárias em cada pilar, conforme procedimento descrito na seção 3.2.5. Em seguida será apresentado o resultado do dimensionamento dos blocos de coroamento das estacas, obtidos a segundo a teoria apresentada na seção 3.2.6. Todos os resultados do dimensionamento dos Projetos I e II em estacas apiloadas apresentado nesta seção estão resumidos nas plantas de fôrma das fundações, apresentadas no Anexo A.

4.3.1 Estaqueamento

O estaqueamento foi determinado a partir dos valores de capacidade de carga apresentados na Tabela 2 (seção 4.2.2) deste estudo. O estaqueamento é composto de estacas-tipo de 0,20 m de diâmetro e 6,0 m de comprimento. A armadura das estacas será composta de 4 barras de aço CA-60 Ø6,3mm com comprimento de 3,0m, atendendo aos requisitos de armadura mínima estabelecidos pela norma NBR 6122 (ABNT, 2019). Foi dispensado o uso de estribos pois os esforços atuantes nas fundações foram considerados puramente compressivos e de pequena ordem de grandeza.

O número de estacas por pilar foi calculado dividindo a carga do pilar pela carga admissível. Os resultados estão apresentados na Tabela 4 e 5 para o solo natural e para o solo inundado, respectivamente.

Tabela 4 – Número de estacas para o solo natural ($Q_{ad} = 97 \text{ kN}$)

	Nd,pilar (kN)	n_{est}
P1	41,5	1
P2	66,2	1
P3	38,5	1
P4	71,0	1
P5	110,0	2
P6	63,7	1
P7	64,6	1
P8	95,8	1
P9	46,3	1
P10	35,1	1
P11	69,5	1
P12	51,7	1

Tabela 5 – Número de estacas para o solo inundado ($Q_{ad} = 75,7$ kN)

	Nd,pilar (kN)	n_{est}
P1	41,5	1
P2	66,2	1
P3	38,5	1
P4	71,0	1
P5	110,0	2
P6	63,7	1
P7	64,6	1
P8	95,8	2
P9	46,3	1
P10	35,1	1
P11	69,5	1
P12	51,7	1

4.3.2 Blocos de coroamento das estacas

Determinadas as quantidades de estacas que serão necessárias por pilar, foram calculados e dimensionados os blocos de coroamento das estacas, conforme o procedimento descrito na seção 3.2.6. Serão apresentados a seguir os resultados dos blocos sobre uma e duas estacas. Apesar dos pilares terem cargas diferentes, adotou-se a carga do pilar mais solicitado para o dimensionamento do bloco, permitindo que o bloco seja utilizado por todos os pilares do grupo.

Para o bloco sobre uma estaca, a partir do método das bielas, determinou-se a armadura necessária para resistir aos esforços internos de tração (A_s) e também as armaduras construtivas. O bloco foi adotado como cúbico, isto é, tanto a sua altura, largura e comprimento tem o mesmo valor (A). Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6 abaixo.

Tabela 6 – Dimensionamento do bloco sobre uma estaca

Nd,pilar	95,78	kN
T	23,94	kN
A_s	0,55	cm ²
A	30	cm
B	50	Cm
d	25	cm

Enfim, a armadura será disposta na forma de estribos horizontais e verticais. A área de armadura calculada corresponde a 3 barras de aço CA-50 com $\varnothing$ 6,3 mm e comprimento total do estribo de 100 cm, a serem dispostas nas três direções do bloco.

Para o bloco sobre duas estacas, primeiramente foram determinadas as dimensões do bloco. Estipulou-se uma distância de 90 cm entre as estacas (e) e, a partir dos valores de α , foram determinados os limites para a altura útil (d_{max} e d_{min}). Adotou-se um valor de altura útil d compreendido dentro deste intervalo, bem como a altura do bloco h . Depois verificou-se as bielas de compressão calculando a tensão de compressão relativa ao pilar ($\sigma_{cd,b,pil}$) e a estaca ($\sigma_{cd,b,est}$) e verificando em relação ao valor limite ($\sigma_{cd,b,lim}$). Os resultados estão apresentados na Tabela 7 abaixo.

Tabela 7 – Dimensionamento do bloco sobre duas estacas

Nd,pilar	110,02	kN
e	90	cm
d_{min}	37,5	cm
d_{max}	53,2	cm
d	40	cm
h	45	cm
$\sigma_{cd,b,pil}$	5,72	MPa
$\sigma_{cd,b,est}$	3,29	MPa
$\sigma_{cd,b,lim}$	22,5	MPa

Depois calculou-se a armadura principal (A_s) necessária para resistir aos esforços de tração, e as armaduras construtivas superior ($A_{s,sup}$) e de pele ($A_{s,pele}$). Na sequência foram determinadas as dimensões A e B do bloco. Os resultados estão apresentados na Tabela 8 abaixo.

Tabela 8 – Dimensões e armaduras do bloco sobre duas estacas

A	140	cm
B	50	cm
A_s	1,55	cm ²
$A_{s,sup}$	0,273	cm ²
$A_{s,pele}$	3,80	cm ² /m

Finalmente, foi feito o detalhamento das armaduras descritas na Tabela 8. A armadura principal é composta de 6 barras de aço CA-50 com $\varnothing$ 6,3 mm e comprimento de 165 cm, terminadas em gancho. A armadura superior consiste de 3 barras de aço CA-50 com $\varnothing$ 6,3 mm e comprimento de 350 cm. A armadura de pele consiste de 18 barras de aço CA-50 com $\varnothing$ 6,3 mm e comprimento de 170 cm, com espaçamento de 8 cm entre si.

4.3.3 Considerações sobre o dimensionamento das estacas apiloadas

Devido às características executivas dos diversos tipos de fundações, associado às imposições das condições de contorno encontradas no canteiro de obra, é inevitável que as estacas sejam executadas com certa excentricidade. A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) orienta que toda e qualquer excentricidade deve ser considerada no dimensionamento da edificação. O item 8.5.6 da norma orienta que as estacas dispostas segundo um único alinhamento devem ser projetadas de modo a suportar os momentos introduzidos pelas excentricidades executivas estimadas pelo projetista. No item 8.4.2 a norma indica a necessidade da consideração da plastificação do solo ou do elemento estrutural devido aos esforços horizontais ou momentos aplicados no topo das estacas. Considerando hipoteticamente que as excentricidades das estacas sejam de pequena magnitude, e ainda considerando que o cintamento dos blocos de fundações forneça certa resistência aos esforços transversais e de momento que possam surgir em função das excentricidades, o dimensionamento das vigas de travamento não foi realizado.

Ainda a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece no item 8.5.5 os critérios para o preparo das cabeças das estacas e ligação com o bloco de coroamento. A norma recomenda que a estaca seja quebrada a fim de garantir que esta receba os esforços dos pilares de maneira adequada. Porém, na prática das construções de pequeno porte, o arrasamento das estacas é não é frequentemente realizado, devido ao alto custo deste serviço. O procedimento mais comum adotado é fazer a concretagem da estaca até o nível de arrasamento desejado, sem que haja necessidade de quebra do topo da estaca. Deve-se tomar cuidado para que o concreto no topo resulte íntegro e de boa qualidade.

4.4 Projeto de sapatas

Nesta seção serão apresentados os resultados dos cálculos dos cinco projetos de fundação por sapata – com e sem reforço por colunas de solo laterítico compactado, propostos neste estudo de caso. Os projetos apresentados são:

Projeto III – Sapata sem reforço, na condição não saturada;

Projeto IV – Sapata sem reforço, na condição inundada;

Projeto V – Sapata com reforço de colunas de solo compactadas, na condição não saturada;

Projeto VI – Sapata com reforço de colunas de solo compactadas, na condição inundada;

Projeto VII – Sapata com reforço de colunas de solo e brita compactados, na condição inundada.

Primeiramente será apresentado o dimensionamento estrutural das sapatas, isto é, o cálculo das dimensões da sapata de acordo com o valor da tensão admissível adotada (Tabela 3), conforme o procedimento descrito na seção 3.1. Em seguida serão apresentados os resultados do cálculo das armaduras das sapatas, as verificações necessárias e o detalhamento das ferragens. Todos os resultados do dimensionamento dos Projetos III a VII em sapatas com e sem reforço apresentados nesta seção estão resumidos nas plantas de fôrma das fundações apresentadas no Anexo A.

4.4.1 Dimensionamento das sapatas

A partir dos valores das tensões admissíveis da Tabela 3 juntamente com os valores dos esforços dos pilares da Tabela 1, calculou-se as dimensões da sapata A e B , a área da sapata S_{sap} , a altura h , a altura da base retangular h_0 e a altura útil da sapata d , conforme os procedimentos descritos na seção 3.1.8 deste trabalho. Os resultados obtidos estão apresentados nas Tabelas B1, B2, B3, B4 e B5 (Anexo B), para os valores de tensão admissível σ_a de 50 kPa, 39 kPa, 130 kPa, 135 kPa e 90 kPa, respectivamente.

Em seguida, foi feito o dimensionamento das armaduras das sapatas. A área de armadura principal A_s foi calculada para a partir dos valores das forças de tração na base da sapata T_x e T_y , conforme procedimento apresentado na seção 3.1.9. Os resultados obtidos

estão apresentados nas Tabelas B6, B7, B8, B9 e B10 (Anexo B), para os valores de tensão admissível σ_a de 50 kPa, 39 kPa, 130 kPa, 135 kPa e 90 kPa, respectivamente.

Após o cálculo da armadura foram realizadas as verificações da tensão na diagonal comprimida, segundo estabelecido na seção 3.1.10. Em todos os casos verificou-se que a tensão de cisalhamento resistente do concreto calculado é suficiente para resistir aos esforços da diagonal comprimida.

Por último, realizou-se o agrupamento das sapatas em três grupos, conforme procedimento descrito na seção 3.1.12, entre sapatas de dimensões próximas. As dimensões da maior sapata de cada grupo, assim como a taxa de armadura, foram adotadas para as outras sapatas, e seus valores estão apresentados a seguir.

Para a tensão admissível σ_a de 50 kPa, foram adotados três grupos de sapatas. O grupo A é composto pelos pilares *P1*, *P3*, *P9*, *P10* e *P12*. O grupo B é composto pelos pilares *P2*, *P4*, *P6*, *P7* e *P11*. Por fim, o grupo C é composto pelos pilares *P5* e *P8*. Os resultados estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – agrupamento das sapatas – Projeto III ($\sigma_a = 50$ kPa)

grupo	A (cm)	B (cm)	S_{sap} (cm ²)	h (cm)	d (cm)	h_o (cm)	V_c (cm ³)	A_{s,A}=A_{s,B} (cm ² /m)
A	120	100	12000	30	25	15	252192	0,73
B	135	120	16200	40	35	15	401125	0,88
C	165	150	24750	50	45	17	724666	1,36

Para a tensão admissível σ_a de 39 kPa, foram adotados três grupos de sapatas. O grupo A é composto pelos pilares *P1*, *P3*, *P9* e *P10*. O grupo B é composto pelos pilares *P2*, *P4*, *P6*, *P7*, *P11* e *P12*. Por fim, o grupo C é composto pelos pilares *P5* e *P8*. Os resultados estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10– agrupamento das sapatas – Projeto IV ($\sigma_a = 39$ kPa)

grupo	A (cm)	B (cm)	S_{sap} (cm ²)	h (cm)	d (cm)	h_o (cm)	V_c (cm ³)	A_{s,A}=A_{s,B} (cm ² /m)
A	125	110	13750	35	30	15	315149	0,61
B	155	135	20925	45	40	15	554171	0,88
C	190	170	32300	55	50	18	1033022	1,40

Para a tensão admissível σ_a de 130 kPa, foram adotados três grupos de sapatas. O grupo A é composto pelos pilares *P1, P3, P9, P10 e P12*. O grupo B é composto pelos pilares *P2, P4, P6, P7 e P11*. E por fim, o grupo C é composto pelos pilares *P5 e P8*. Os resultados estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – agrupamento das sapatas – Projeto V ($\sigma_a = 130$ kPa)

grupo	A (cm)	B (cm)	S_{sap} (cm ²)	h (cm)	d (cm)	h_o (cm)	V_c (cm ³)	A_{s,A}=A_{s,B} (cm ² /m)
A	80	60	4800	20	15	15	82791	0,67
B	90	70	6300	20	15	15	108110	1,10
C	110	90	9900	30	25	15	209239	1,38

Para a tensão admissível σ_a de 135 kPa, foram adotados três grupos de sapatas. O grupo A é composto pelos pilares *P1, P3, P9, P10 e P12*. O grupo B é composto pelos pilares *P2, P4, P6, P7 e P11*. E por fim, o grupo C é composto pelos pilares *P5 e P8*. Os resultados estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – agrupamento das sapatas – Projeto VI ($\sigma_a = 135$ kPa)

grupo	A (cm)	B (cm)	S_{sap} (cm ²)	h (cm)	d (cm)	h_o (cm)	V_c (cm ³)	A_{s,A}=A_{s,B} (cm ² /m)
A	75	60	4500	20	15	15	77721	0,67
B	90	70	6300	20	15	15	108110	1,10
C	105	90	9450	30	25	15	200022	1,38

Para a tensão admissível σ_a de 90 kPa, foram adotados três grupos de sapatas. O grupo A é composto pelos pilares *P1, P3, P9, P10 e P12*. O grupo B é composto pelos pilares *P2, P4, P6, P7 e P11*. E por fim, o grupo C é composto pelos pilares *P5 e P8*. Os resultados estão apresentados na Tabela 17.

Tabela 18 – agrupamento das sapatas – Projeto VII ($\sigma_a = 90$ kPa)

grupo	A (cm)	B (cm)	S_{sap} (cm ²)	h (cm)	d (cm)	h_o (cm)	V_c (cm ³)	A_{s,A}=A_{s,B} (cm ² /m)
A	90	75	6750	25	20	15	130146	0,66
B	105	85	8925	25	20	15	170800	1,04
C	130	110	14300	35	30	15	327359	1,44

Por fim, o detalhamento das armaduras foi feito considerando a maior sapata, aplicando-se o mesmo resultado para as outras sapatas do grupo. O detalhamento considerou a utilização de barras de aço CA-50 com $\varnothing$ 6,3 mm para todas as armaduras, ficando necessário determinar, portanto, o número de barras n_b , o espaçamento entre as barras s , e o comprimento total de cada barra de aço l_{barra} . Os resultados encontrados para as tensões admissíveis σ_a de 50 kPa, 39 kPa, 130 kPa, 135 kPa e 90 kPa estão apresentados nas Tabelas 13, 14, 15, 16 e 17, respectivamente.

Tabela 13 – detalhamento das armaduras – Projeto III ($\sigma_a = 50$ kPa)

grupo	$A_{s,adot}$ (cm ²)	direção A			direção B		
		n_{barras}	s (cm)	l_{barra} (cm)	n_{barras}	s (cm)	l_{barra} (cm)
A	0,73	3	35	220	3	40	260
B	0,88	3	40	260	3	45	290
C	1,36	5	30	320	5	35	350

Tabela 14 – detalhamento das armaduras – Projeto IV ($\sigma_a = 39$ kPa)

grupo	$A_{s,adot}$ (cm ²)	direção A			direção B		
		n_{barras}	s (cm)	l_{barra} (cm)	n_{barras}	s (cm)	l_{barra} (cm)
A	0,61	3	37	240	3	45	270
B	0,88	3	45	290	3	55	330
C	1,40	5	35	365	5	40	405

Tabela 15 – detalhamento das armaduras – Projeto V ($\sigma_a = 130$ kPa)

grupo	$A_{s,adot}$ (cm ²)	direção A			direção B		
		n_{barras}	s (cm)	l_{barra} (cm)	n_{barras}	s (cm)	l_{barra} (cm)
A	0,67	3	20	140	3	30	180
B	1,10	4	20	160	4	25	200
C	1,38	5	20	200	5	25	240

Tabela 16 – detalhamento das armaduras – Projeto VI ($\sigma_a = 135 \text{ kPa}$)

grupo	$A_{s,adot} \text{ (cm}^2\text{)}$	direção A			direção B		
		n barras	s (cm)	l barra (cm)	n barras	s (cm)	l barra (cm)
A	0,67	3	20	140	3	25	170
B	1,10	4	20	160	4	25	200
C	1,38	5	20	200	5	25	230

Tabela 17 – detalhamento das armaduras – Projeto VII ($\sigma_a = 90 \text{ kPa}$)

grupo	$A_{s,adot} \text{ (cm}^2\text{)}$	direção A			direção B		
		n barras	s (cm)	l barra (cm)	n barras	s (cm)	l barra (cm)
A	0,66	3	25	170	3	30	200
B	1,05	4	25	190	4	30	230
C	1,45	5	25	240	5	30	280

4.5 Orçamento

Nesta seção serão apresentados os resultados dos orçamentos elaborados para os sete projetos de fundações propostos neste estudo. Primeiro foi necessário determinar a composição de cada serviço, contendo a descrição, quantidades consumidas e taxas de produtividade desse serviço. A Tabela TCPO (Pini, 2019) foi utilizada como base para a composição dos serviços de todos os projetos deste estudo. Em seguida foram determinados os custos unitários dos materiais, mão de obra e equipamentos necessários para execução de uma unidade de medida desse serviço. Os valores dos custos unitários foram obtidos a partir do banco de dados da Caixa Econômica Federal – SINAPI. Por fim, o quantitativo consumido em cada serviço foi obtido pelos resultados dos projetos apresentados na seção 4.3 e 4.4. O custo total do projeto foi obtido pelo produto do custo unitário e a quantidade consumida no serviço.

4.5.1 Composição dos serviços

Para os projetos em estaca apiloada, segundo a metodologia de execução das estacas descrita na seção 4.2.2, foram estabelecidos oito serviços para compor a estimativa de custo:

- 1) *Abertura do fuste das estacas*
- 2) *Concretagem das estacas*
- 3) *Armadura das estacas*
- 4) *Escavação dos blocos*
- 5) *Confecção das fôrmas*
- 6) *Armadura dos blocos*
- 7) *Concretagem dos blocos*
- 8) *Reaterro das valas*

A Tabela TCPO contém a composição dos serviços 2 a 8, porém não fornece uma composição para o serviço 1 – abertura do fuste de estacas apiloadas. Portanto, adotou-se uma composição baseada no procedimento executivo de empresas na região de Bauru/SP, conforme consulta realizada pelo autor.

Para os projetos em sapata sem reforço, foram compostos cinco serviços com base no procedimento tradicional de execução de sapatas isoladas descrito na Tabela TCPO (Pini, 2019):

- 1) *Escavação da vala*
- 2) *Confecção das fôrmas*
- 3) *Armadura das sapatas*
- 4) *Concretagem das sapatas*
- 5) *Reaterro das valas*

Para os projetos em sapata com reforço, além dos cinco serviços de execução da estaca, descritos anteriormente, foi proposta uma composição do serviço de compactação das colunas de solo que servem de reforço para as sapatas, conforme procedimento de execução descrito na seção 4.2.3. Portanto, temos a composição dos serviços adotada:

- 1) *Compactação das colunas de reforço*
- 2) *Escavação da vala*
- 3) *Confecção das fôrmas*
- 4) *Armadura das sapatas*
- 5) *Concretagem das sapatas*
- 6) *Reaterro das valas*

Os detalhes de cada uma das composições dos serviços descritos nesta seção estão apresentados nas tabelas do Anexo C, contendo a descrição detalhada do serviço e as quantidades de consumo estabelecidas.

4.5.2 Custo unitário dos serviços

Os custos unitários foram adotados a partir do banco de dados da SINAPI (Caixa Econômica Federal) para o estado de São Paulo, considerando os valores de referência do mês de outubro do ano de 2021. Os valores dos custos unitários para os serviços estabelecidos na seção 4.5.1 estão contidos nas tabelas do Anexo C.

Para o serviço de abertura do fuste das estacas apiloadas, foi feita uma pesquisa de preço nas empresas da cidade de Bauru/SP para servir de referência neste caso, tendo em vista que a SINAPI não fornece um valor de referência para este tipo de estaca.

De maneira análoga, para o serviço de compactação das colunas de reforço das sapatas, foi feita uma estimativa de custo unitário para o procedimento de execução das colunas de reforço, conforme procedimento utilizado por Freitas (2016), descrito na seção 4.2.3. Os custos estabelecidos foram propostos para a cidade de Bauru/SP, conforme levantamento realizado pelo autor.

4.5.3 Custo total

O custo total de cada projeto foi obtido considerando a somatória dos custos dos serviços, obtidos a partir do produto entre o custo unitário e a quantidade consumida. Somente os custos variáveis foram considerados neste estudo, tendo em conta que os custos fixos podem ser considerados como uma parcela do custo total, não influenciando na análise comparativa entre as estimativas de custo dos projetos.

O custo total dos dois projetos de fundação com solução de fundação em estacas apiloadas (Projetos I e II), e o custo dos serviços que compõe o custo total, estão apresentados na Tabela 18 abaixo. Para os projetos de fundação com solução em sapatas, com e sem reforço (Projetos III a VII), os resultados foram agrupados na Tabela 19. A Figura 35 mostra o comparativo entre os custos totais dos sete projetos de fundação deste estudo.

Tabela 18 – orçamento final dos projetos de estaca apiloada

	custo total	custo por serviço							
		abertura do fuste	concretagem das estacas	armadura das estacas	escavação dos blocos	fôrmas dos blocos	armadura dos blocos	concretagem dos blocos	reaterro das valas
Projeto I	R\$ 5.091,43	R\$ 873,60	R\$ 1.172,10	R\$ 619,81	R\$ 307,26	R\$ 630,04	R\$ 761,16	R\$ 454,90	R\$ 272,56
Projeto II	R\$ 5.981,47	R\$ 940,80	R\$ 1.250,56	R\$ 667,49	R\$ 419,61	R\$ 765,12	R\$ 932,95	R\$ 628,42	R\$ 376,53

Tabela 19 – orçamento final dos projetos de sapata

	custo total	custo por serviço					
		compactação do reforço	escavação das valas	fôrmas das sapatas	armadura das sapatas	concretagem das sapatas	reaterro das valas
Projeto III	R\$ 7.756,32	--	R\$2.754,76	R\$ 1.065,32	R\$ 956,58	R\$2.316,92	R\$ 662,74
Projeto IV	R\$ 9.969,32	--	R\$3.545,03	R\$ 1.277,78	R\$1.078,80	R\$3.267,95	R\$ 799,76
Projeto V	R\$ 4.611,59	R\$ 1.178,08	R\$1.110,58	R\$ 593,95	R\$ 728,99	R\$ 686,98	R\$ 313,01
Projeto VI	R\$ 4.300,81	R\$ 1.178,08	R\$1.054,18	R\$ 576,93	R\$ 697,46	R\$ 497,21	R\$ 296,94
Projeto VII	R\$ 5.474,09	R\$ 1.178,08	R\$1.546,93	R\$ 697,58	R\$ 827,02	R\$ 807,78	R\$ 416,70

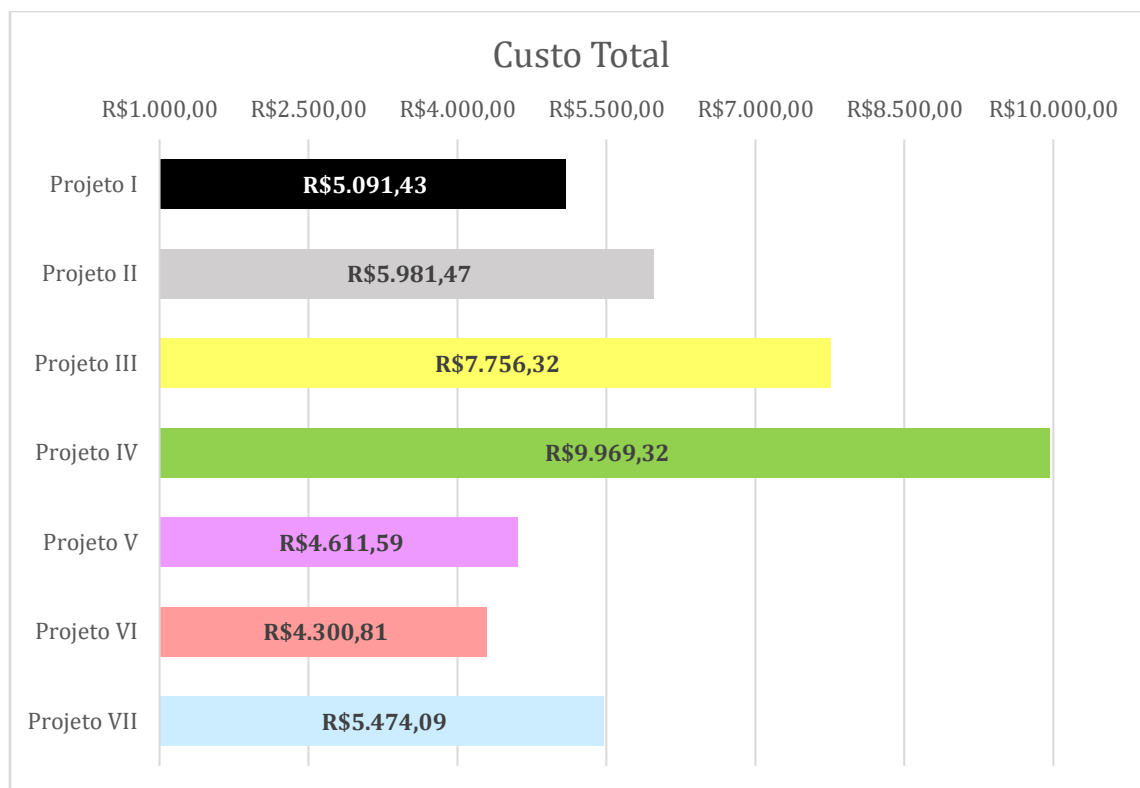


Figura 36 – Demonstrativo dos custos totais de todos os projetos

Capítulo 5 – Análise dos Resultados e Discussões

O objetivo deste estudo é fornecer um respaldo técnico e econômico para os projetistas de fundações que desejam abordar a concepção do projeto de fundações nos casos em que se deseja projetar uma edificação de pequeno porte sobre uma camada de solo poroso colapsível.

O processo de escolha do tipo de fundação depende da análise de uma série de fatores importantes, como por exemplo: a análise criteriosa das sondagens disponíveis; a verificação dos materiais, mão de obra e equipamentos que estão disponíveis na região onde será realizada a obra; o custo envolvido em diferentes tipos de soluções de fundação que podem ser empregadas, para que se decida pela opção de menor custo; o tempo de execução do serviço, que em casos de grandes obras com linha de produção se torna um fator importante; qual o grau de especialização que a execução da fundação exige, isto é, se necessita uma mão de obra especializada; dentre outros fatores que o projetista considere como necessários.

Determinadas as condições de contorno iniciais do projeto, é necessário escolher dentre as três metodologias de cálculo da tensão admissível indicadas pela norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019): métodos teóricos; métodos semi-empíricos ou ensaio de prova de carga em placa. A maioria das obras geotécnicas no Brasil utiliza métodos de cálculo baseado em correlações com sondagens do terreno (principalmente a sondagem SPT, SPT-T e SPT-U), produzindo resultados bastante satisfatórios. Porém, a prova de carga em placa fornece um resultado de maior confiabilidade acerca da capacidade de carga, além de permitir o levantamento de algumas propriedades do solo que são utilizadas para previsão de recalques. É importante ressaltar que em obras menores, na prática, o custo do ensaio o torna inviável, optando-se apenas pelas sondagens do solo. Porém, em obras maiores, a sua execução é bastante interessante para que o projeto seja concebido de maneira mais precisa, sem que a fundação seja superdimensionada.

Nesse sentido, deseja-se avaliar duas propostas de trabalhos recentes que estudaram dois tipos de fundação com uma melhoria do solo colapsível em que a fundação foi executada. Ambos os trabalhos utilizaram o solo do mesmo local (São Carlos/SP), e o mesmo método de

determinação da capacidade de carga – ensaio de prova de carga em placa, fornecendo parâmetros confiáveis para os projetos propostos neste estudo. O primeiro trabalho, de Carneiro (1994), estudou estacas apiloadas. O segundo trabalho, mais recente, de Freitas (2016), estudou sapatas com colunas de solo compactadas como reforço. O objetivo desta análise é comparar os resultados tanto da perspectiva financeira quanto da perspectiva técnica, pois ambos os fatores são decisivos na escolha do tipo de fundação a ser executada na obra.

5.1 Análise dos resultados de prova de carga

A partir dos resultados dos ensaios de prova de carga realizados por Freitas (2016) e Carneiro (1994), estimou-se a capacidade de carga para as estacas e para as sapatas. Os gráficos de carga vs recalque (para estacas) e tensão vs recalque (para sapatas) foram apresentados nas seções 4.2.2 e 4.2.3, respectivamente. Para ambos os casos, observa-se que a condição não saturada do solo influencia na capacidade de carga do solo. Mesmo um acréscimo pequeno no valor da sucção, por exemplo, proporciona um crescimento significativo na tensão de ruptura do solo (sapatas), ou na carga última (estacas).

A Tabela 2 da seção 4.2.2 apresenta os valores de Carga Última (Q_u), que representa a capacidade de carga da estaca para a condição natural, e de Carga de Colapso (Q_c), que representa a capacidade de carga para a condição inundada. A condição não saturada do solo apresenta, em média, um acréscimo de 22% na capacidade de carga da estaca. Este aumento é proporcionado pela ação conjunta de dois fatores: o método de execução das estacas e a influência da sucção na resistência do solo. O processo de apiloamento das estacas, como Carneiro (1994) observou, promove uma compactação nas camadas de solo que envolvem a estaca, gerando uma melhoria significativa nos índices físicos, que representa uma redução na colapsibilidade do solo. Além deste fator, há também a contribuição da sucção no acréscimo de rigidez do solo, que pode ser observada comparando os recalques na condição natural e inundada para os mesmos níveis de tensão (Figura 32 e 33). Quanto maior o recalque medido, menor é o valor de sucção atuante no solo.

É importante salientar que os resultados para a estaca inundada foram obtidos através de reensaio, indicando que a diferença de 22% na capacidade de carga da estaca é

menor do que o valor que seria obtido em uma situação real em campo. Caso a estaca inundada fosse ensaiada separadamente, o valor da capacidade de carga da estaca seria menor do que o obtido por Carneiro (1994).

A Tabela 3 da seção 4.2.3 contém os valores obtidos por Freitas (2016) para a Tensão Admissível do solo com e sem reforço por colunas compactadas de solo laterítico, para as condições natural e inundada do solo de suporte. De maneira semelhante às estacas apiloadas, o acréscimo na capacidade de carga observado é proporcionado por dois fatores: a melhoria do solo pelo reforço, e a influência da sucção no solo.

Comparando os resultados das tensões admissíveis consideradas nos Projetos III e IV, podemos avaliar a influência exclusiva da sucção no resultado da capacidade de carga das sapatas, uma vez que ambos os projetos foram feitos sem o reforço do solo com colunas compactadas, variando apenas a umidade do solo. O Projeto IV, com solo inundado, apresentou uma redução de 22% na tensão admissível comparado ao Projeto III, com sucção de 6 kPa. Observa-se que mesmo para um valor de sucção baixo, há um acréscimo significativo na capacidade de carga do solo, em outras palavras, o solo sofre um aumento de rigidez provocado pelo acréscimo de sucção.

Os resultados das tensões admissíveis obtidas para os Projetos V, VI e VII permitem avaliar a influência do método de reforço do solo colapsível através de colunas de solo compactado, em função da umidade do solo. Analisando os resultados dos Projetos IV e VI, ambos com solo na condição inundada, verifica-se um acréscimo de 245% no valor da tensão admissível ao considerar o reforço com coluna de solo compactada. Comparando o Projeto IV e o Projeto VII, a tensão admissível aumentou 130%, considerando reforço por coluna de solo e brita compactados com solo inundado. Portanto, mesmo desconsiderando os efeitos da sucção no solo, o reforço por colunas compactadas demonstrou ser bastante eficaz para melhorar a capacidade de suporte do solo. As colunas de solo laterítico compactadas demonstraram serem mais eficientes do que as colunas de solo e brita compactadas. Freitas (2016) aponta dois fatores que justificam essa diferença: a) os vazios das colunas de solo e brita, relacionados a diferença de geometria e tamanho dos grãos, foram maiores do que os vazios das colunas somente com solo compactado; b) as amostras obtidas no entorno da

coluna com brita mostram que a compactação do solo envolvente (pelo processo de apiloamento do soquete) foi bem inferior comparada ao solo envolvente das colunas somente com solo.

Comparando os valores de tensão admissível dos Projetos III e VI, que consideram a contribuição da parcela de sucção na resistência do solo, observa-se que a capacidade de carga aumentou seu valor em 134%. Mesmo o aumento sendo menor comparado aos casos sem consideração da sucção, a técnica de melhoria do solo colapsível por colunas de solo compactado demonstrou ser eficiente.

Por fim, analisando os resultados obtidos para o Projeto V, que considera o solo em condição natural, e o Projeto VI, que considera o solo em condição saturada, observa-se que os valores de tensão admissível considerados são muito próximos (aumento de menos de 5% no Projeto VI – solo saturado), indicando que o método de melhoria proposto reduz significativamente o potencial de colapso do solo, podendo-se desprezar a parcela de contribuição da sucção. Para Freitas (2016), o processo de compactação das colunas quase que elimina o efeito favorável da sucção na resistência do solo. Há de se considerar também a variabilidade da execução das colunas e também do solo no local de estudo, que podem ter influenciado nos resultados obtidos. Este mesmo motivo também justificaria o fato da tensão admissível do solo saturado ser maior do que a tensão admissível do solo não saturado.

5.2 Análise técnico-econômica

Neste estudo foram propostos sete projetos de fundações baseados nos resultados de prova de carga em placa de Carneiro (1994) e Freitas (2016). O projeto inclui o dimensionamento da fundação e o orçamento estimado para sua execução. Os Projetos I e II são em estaca apiloada, os Projetos III e IV são em sapata sem reforço, e os Projetos V e VI são em sapata com reforço de colunas de solo compactado, e o Projeto VII é em sapata com reforço de colunas de solo e brita compactados. A seguir, serão apresentadas as principais considerações obtidas a partir da análise do ponto de vista técnico e também do ponto de vista econômico dos projetos.

O projeto VI em sapatas com reforço, na condição inundada, apresentou o menor custo dentre os sete casos estudados, totalizando o valor de R\$4.300,81. O projeto V em sapatas com reforço, na condição natural, apresentou custo semelhante ao projeto VI, totalizando R\$4.611,59, um aumento de 7,2%. Essa diferença pequena existente nos resultados dos projetos V e VI em sapatas com reforço indica que o processo de compactação das colunas praticamente elimina o efeito da colapsibilidade do solo de fundação, bem como evidenciado pela diferença quase desprezível entre os valores de tensão admissível obtidas a partir dos resultados dos ensaios. É importante ressaltar que, na prática, para que o efeito da colapsibilidade do solo seja minorado, deve-se garantir que o processo de compactação das colunas seja executado de maneira a atingir os requisitos de resistência adequados, conforme proposto por Freitas (2016).

O projeto IV em sapatas sem reforço, na condição inundada, tem o maior custo dentre os sete casos estudados, totalizando R\$9.969,32, sendo 132% mais caro do que o projeto VI de sapatas com reforço. O valor da tensão admissível considerada neste projeto foi obtido para o solo inundado (durante ensaio), sendo um valor baixo para a realidade dos solos porosos colapsíveis, objetos deste estudo. Na prática, seria necessário um volume de chuvas grande em um período curto de tempo para que o solo atingisse tal condição de inundação, resultando em um superdimensionamento das fundações e o elevado custo do projeto de sapatas sem reforço. Portanto, os resultados obtidos para o projeto IV devem servir apenas para estudo e comparação, e não seria viável sua execução na prática.

O projeto III em sapatas sem reforço, na condição natural do solo, apresentou custo maior que os projetos V, VI e VII, e seu custo total estimado foi de R\$7.756,32, que representa um aumento de 80,3% em relação ao projeto VI. A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019) não recomenda a execução do projeto III em situações de vulnerabilidade do solo em que haja possibilidade de ocorrer colapso caso haja inundação do mesmo. Se o solo for devidamente protegido e as condições de colapso forem devidamente prevenidas, a execução do projeto III é tecnicamente viável. Portanto, para garantir as condições de segurança da estrutura, seriam necessárias outras medidas de controle que não estão quantificadas no custo total estimado, o que aumentaria ainda mais o custo deste projeto em

relação aos projetos com a proposta de reforço dos solos das sapatas, inviabilizando execução.

O projeto VII em sapatas com reforço de solo e brita compactados, apresentou valor mais alto de custo do que os projetos V e VI e mais baixo que o projeto III, totalizando o valor de R\$5.474,09, um aumento de 27,2% em relação ao projeto VI. Apesar de apresentar uma pequena desvantagem do ponto de vista econômico, essa solução pode ser mais vantajosa tecnicamente em situações em que seja necessário um controle de drenagem da camada de solo da fundação, promovida pela alta porosidade do material de reforço (solo e brita compactados).

O projeto I em estacas apiloadas, na condição natural do solo, apresentou um custo estimado de R\$5.091,43, e o projeto II em estacas apiloadas, na condição inundada, um custo de R\$5.981,47, que representa um aumento de 18,3% e 39,0% em relação ao projeto VI, respectivamente. Apesar dos projetos em estacas apiloadas apresentarem custo maior em relação ao projeto de sapatas com reforço, é importante ressaltar que o projeto em estacas apiloadas é interessante tecnicamente, pois além de ser de fácil execução promove uma melhoria do solo no entorno da estaca, diminuindo os efeitos da colapsibilidade e, além disso, as estacas transferem os esforços da superestrutura ao longo da profundidade do solo de fundação, reduzindo as condições para que o colapso ocorra.

A eficiência do processo executivo das estacas apiloadas, que promove compactação do solo na região da interface estaca-solo, fica evidente ao comparar o custo total entre os Projetos I e II. A diferença de custo entre os dois casos é de R\$ 590,04, representando uma redução de 17,5% do orçamento do Projeto II em relação ao Projeto I. Mesmo que a redução da capacidade de carga tenha sido de 22%, considerando a parcela de contribuição da sucção no solo, a economia não foi da mesma magnitude, representando pouco mais da metade desse valor. Analisando tecnicamente, mesmo com a consideração da condição inundada do solo, com menor resistência, a técnica de melhoria é mais interessante do que o projeto tradicional em sapatas, pois o efeito da colapsibilidade é controlado.

É importante ressaltar que o custo estimado para as estacas apiloadas depende também da espessura da camada de solo colapsível no local da obra, quanto mais espessa a

camada de solo, maior o comprimento da estaca que será necessário, e maior o custo total do projeto. No caso do reforço das sapatas por colunas de solo compactadas, o processo de melhoria do solo não depende da espessura da camada de solo colapsível. Uma vez que o método de compactação do solo laterítico seja bem executado, ele fornecerá uma melhoria da resistência ao cisalhamento do solo e, consecutivamente, na sua capacidade de carga. Portanto, essa variabilidade do projeto de estacas apiloadas em função da espessura da camada de solo colapsível pode aumentar ainda mais a diferença de custo em relação ao projeto de sapatas com reforço, aumentando também o interesse econômico na execução dos projetos de sapata com reforço.

5.3 Considerações Finais

Dentre os sete projetos propostos neste estudo, a partir das análises apresentadas anteriormente, as opções de fundação em estaca apiloadas e sapata com reforço são ambas vantajosas como solução de fundação de uma residência de pequeno porte a ser construída sobre uma camada de solo colapsível. Nos dois casos a técnica de melhoria do solo se mostrou eficaz na redução da colapsibilidade do solo da fundação.

Na prática, a escolha fica à critério da necessidade específica da obra, considerando que todo projeto de fundação deve ser estudado isoladamente, segundo as condições de contorno presumidas a partir das sondagens de investigação do solo.

A solução de estacas apiloadas estudadas por Carneiro (1994), neste estudo proposto como Projeto II, tem um custo total maior do que a solução de sapatas com reforço, mas o processo executivo das estacas apresenta algumas vantagens. A facilidade de execução do estaqueamento e disponibilidade de mão de obra e material, resulta em maior rapidez no processo executivo. Neste sentido, em obras que a rapidez da execução da fundação resulte em uma economia no custo total da obra, a solução de fundação por estaca apiloadas é bastante satisfatória. Além disso, a cravação da estaca por método de apiloamento reduz a colapsibilidade do solo, prevenindo potenciais recalques que poderiam acontecer sem o efeito de melhoria, destacando sua aplicabilidade do ponto de vista técnico.

A solução de sapatas com reforço estudadas por Freitas (2016), neste estudo proposto como Projeto V, apresenta duas vantagens principais: menor custo e menor quantidade de concreto e fôrmas. A compactação do reforço representa 25,5% do valor total da fundação, o que implica em menor quantidade de concreto, fôrmas e armadura nas sapatas, comparado ao projeto de sapata sem reforço. Ao comparar com o projeto de estacas apiloadas (Projeto II), a redução no volume de concreto é de 63%, e a redução da área de fôrmas é de 22% e a redução no peso de aço é de 54%. Ainda, pensando na necessidade recorrente de utilizarmos a menor quantidade de material não-natural nas obras de engenharia, em prol da preservação dos recursos naturais onde as obras são executadas, a melhoria do solo utilizando colunas compactados é muito interessante, pois utilizado o próprio solo do local como material construtivo.

Entretanto, ao optar pela solução de fundação em sapata com reforço deve-se ter em mente que o processo executivo é mais dispendioso, pois envolve um volume grande de horas de serviço dos trabalhadores na execução de ambas as sapatas e seus reforços, podendo ser uma opção viável em situações que se priorize o custo sobre a velocidade de execução. É necessário também uma mão de obra especializada para execução correta das colunas de reforço com solo compactado, para que fique garantida a redução da colapsibilidade do solo, isto é, uma tensão admissível satisfatória. Em uma situação em que exista a possibilidade de alteração na carga atuante na sapata e/ou perda de resistência por umedecimento do solo, a má execução das colunas de reforço por processo de compactação pode não evitar o fenômeno do colapso, e causar danos arquitetônicos e até estruturais na edificação caso ocorra a inundação do solo.

No entanto, se bem executada, esta solução é bastante satisfatória, uma vez que é econômica, minimiza incertezas por independer da variabilidade da espessura da camada colapsível e por ser uma solução sustentável em um período marcado pela necessidade de preservação do meio ambiente, já que tem relação com o 11º Objetivo do Desenvolvimento Sustentável (ODS) da Organização das Nações Unidas, e consequentemente com a Agenda Global de 2030, que prevê ações destinadas para tornar as cidades mais inclusivas, seguras, resilientes e sustentáveis.

Capítulo 6 – Conclusões

Esta dissertação apresentou o estudo de casos reais de orçamento de diferentes projetos de fundação, considerando o processo de compactação como melhoria para o solo colapsível. Foram feitos o dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos de fundação, e em seguida os resultados foram utilizados para calcular o custo total da obra.

No trabalho, os dados de provas de carga já existentes foram utilizados para determinar os parâmetros de resistência do solo na condição natural e também em condição saturada. Foram definidos então sete projetos distintos, sendo cinco projetos de sapata (com e sem reforço, variando a umidade) e dois projetos de estaca apiloadas (variando a umidade).

Com base nas informações obtidas neste trabalho, as seguintes conclusões podem ser delineadas:

- Ambas as propostas de melhoria de solo mostraram-se eficazes na redução da colapsibilidade do solo, e sua consideração no projeto de fundações pode gerar economia para o proprietário do empreendimento.
- O projeto de fundações em sapatas com reforço através de colunas de solo compactadas mostrou-se o mais econômico dos projetos em estudo.
- No caso do projeto com melhoria do solo através de colunas de solo compactadas, a consideração da parcela de sucção quase não altera o orçamento, indicando que o processo de compactação das colunas de reforço praticamente elimina a colapsibilidade do solo.
- Para os dois projetos em estacas apiloadas, verificou-se que a aumento de preço ao considerar a redução da carga admissível pela inundação do solo foi baixa, indicando que o processo construtivo da estaca reduz significativamente, porém, não elimina a colapsibilidade do solo.

- Comparando-se as duas soluções de melhoria do solo, pode-se delinear que, na condição inundada, a solução de reforço por colunas de solo compactadas é bem mais econômica do que a solução por estaca apiloada, indicando que o processo de compactação promove maior ganho de resistência do que o processo de apiloamento das estacas.

Referências Bibliográficas

- ABNT NBR 6118 (2014). **Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. 238p.
- ABNT NBR 6122 (1996). **Projeto e execução de fundações**. 33p.
- ABNT NBR 6122 (2010). **Projeto e execução de fundações**. 91p.
- ABNT NBR 6122 (2019). **Projeto e execução de fundações**. 108p.
- ABNT NBR 6489 (1984). **Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação**. 2p.
- ABNT NBR 16903 (2020). **Prova de Carga Estática em Fundação Profunda**. 11p.
- ALBIERO, J. H., CARVALHO, D., LOBO, A. S. (1993). **Fundações**. *Mesa Redonda Solos do Interior de São Paulo*. Anais.. São Paulo: ABMS/EESC-USP.
- ALONSO E. E., GENS, A., JOSA A. & LLORET, A. (1987). **Stress-strain behavior of partially saturated soils**.
- ALONSO, E. E., GENS A. & HIGHT, D.W. (1987). **Special problem soils**. General Report (session 5), European Conference on Soil Mechanics and Foundation, n. 9, Dublin. *Proceedings*. Rotterdam, Al. Al Balkema, p. 5.1-5.60.
- ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990). **A constitutive model for partially saturated soil**. *Géotechnique*, vol. 40, n. 3, p. 405-430.
- ALONSO, U. R. (1997). **Prova de Carga Estática em Estacas (Uma Proposta para Revisão da norma da NBR 12131)**. *Solos e Rochas*, v. 20, n. 1. P. 47-59. Abr.
- AOKI, N. & VELLOSO, D. A. (1975). **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: *Panamerican Conf. on Soil Mech.* Buenos Aires. v. 1, p. 367 – 376.
- AYADAT, T., HANNA, M. (2005). **Encapsulated Stone Columns as a Soil Improvement Technique for Collapsible Soil**. *Ground Improvement*, v. 9, n° 4, 2005. P. 137-147.
- BADEMOSI, F. M., TAYEH, R., ISSA, R. R. A. (2019). **An Immersive Approach to Construction Cost Estimating**. *International Conference in Computing Engineering, 2019*. ASCE.

BASTOS, P. S. S. (2015-1). **Notas de aula: ancoragem e emenda de armaduras**. Disciplina: 2323 – Estruturas de Concreto II. 79p. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista.

BASTOS, P. S. S. (2015-2). **Notas de aula: vigas de concreto armado**. Disciplina: 2323 – Estruturas de Concreto II. 79p. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista.

BASTOS, P. S. S. (2015-3). **Notas de aula: dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Disciplina: 2323 – Estruturas de Concreto II. 79p. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista.

BASTOS, P. S. S. (2016). **Notas de aula: sapatas de fundação**. Disciplina: 2133 – Estruturas de Concreto III. 125p. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista.

BASTOS, P. S. S. (2017). **Notas de aula: blocos de fundação**. Disciplina: 2133 – Estruturas de Concreto III. 82p. Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista.

BERTOLUCCI, A. A. (1993). **Caracterização Geológico-Geotécnica da Região Urbana de São Carlos – SP, A Partir de Sondagens de Simples Reconhecimento**. *Dissertação de Mestrado – Escolha de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.

BOOTH, A. R. (1975). **The Factors Influencing Collapse Settlement in Compacted Soils**. Sixth Regional Conference for Africa Soil Mechanics & Foundation Engineering. Anais... Durban, South Africa, 1975.

BROMS, B. B. (1991). **Deep Compaction of Granular Soils**. In: FANG, H. Y. *Foundations Engineering Handbook, 2 ed., New York: Van Nostrand Reinhold, 1991*. P. 814-832.

CARLETTO, M. F. W. (2009). **Jet Grouting (Sistema Monofluido): Um Método Teórico Simplificado para a Previsão do Diâmetro das Colunas**. *Tese de Doutorado – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo*. São Paulo, 2009. 131 p.

CARNEIRO, B. J. I. (1994). **Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível**. *Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*. São Carlos, 1994.

- CARR, R. I. (1989). **Cost Estimating Principles**. *Journal of Construction Engineering and Management*, 1989. ASCE.
- CASTO, A. P. A., SOARES, F. B. P., GIACHETI, H. L. G. & RODRIGUES, R. A. (2015). **Variação da sucção e da umidade em um solo poroso não saturado**.
- CAMPOS, J. C. (2015). **Elementos de fundações em concreto**. Ed. Oficina de Textos, São Paulo. 542p.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N. & ALBIERO, J. H. (2003). **Tensão admissível em fundações diretas**. Editora Rima, São Carlos, 135p.
- CINTRA, J. C. A. (2004). **Aplicações da Mecânica dos Solos Não-Saturados – Fundações em Solos Colapsíveis**. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. São Carlos/SP.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N. & ALBIERO, J. H. (2009). **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos, 142p.
- CLEMENCE, S. P., FINBARR, A. O. (1981). **Design Considerations for Collapsible Soils**. *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 107 (3). 1981.
- COLEMAN, J. D. (1962). **Stress investigation for partly saturated soil**. *Géotechnique*, vol. 12, n.4, p. 348-350.
- CONCIANI, W. (2006). **Fundações para Construção de Habitação de Interesse Social no Estado do Mato Grosso**. *Cuiabá: CEFET MT*, 2006.
- COSTA, Y. D. J. (1999). **Estudo do Comportamento de Solo Não Saturado Através de Provas de Carga em Placa**. Dissertação de Mestrado. Escolha de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- CUI, Y. J. & DELAGE, P. (1996). **Yielding and behaviour of an unsaturated compacted silt**. *Géotechnique*, vol. 46. N. 2, p. 291-311.
- D'APPOLONIA, D. J., D'APPOLONIA, E., BRISSETTE, R. F. (1970). **Discussion of settlement of spread footing on sand**. *Journal of the Soil Mech.* ASCE, v.96, n.SM2.

DÉCOURT, L. & QUARESMA, A. R. (1978). **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 6. Rio de Janeiro. v. 1, p. 45-54.

DUDLEY, J. H. (1970). **Review of Collapsing Soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 96, n; SM3, p. 925-947.

DUMONT, R. B. (2016). **Simulação numérica de resultados, de provas de carga em placa em solo não saturado colapsível**. *Tese de Doutorado, Universidade Estadual Paulista*. 87p.

ESCARIO, V. & SÁEZ, J. (1986). **The shear strength of partly saturated soils**. *Géotechnique*, 36, p. 453-456.

FAROUK, A., SHAHIEN, M. (2013). **Ground Improvement Using Soil-Cement Columns: Experimental Investigation**. *Alexandria Engineering Journal*, v. 52, n. 4. P. 733-740.

FERREIRA, C. V. (1998). **Efeito da Inundação do Solo no Comportamento de Estacas Moldadas In Loco, Instrumentadas, Em Campo Experimental de Bauru-SP**. *Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos*.

FERREIRA, R. C., PERES, J. E. E., BENVENUTO, C. (1990). **Uma Análise de Modelos Geotécnicos para a Previsão de Recalques em Solos Colapsíveis**. *Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 9., Salvador, Anais... São Paulo, 1990, ABGE/ABMS, v. 2, p. 73-79.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley and Sons Co.

FREDLUND, D. G. (1979). **Appropriate concepts and technology for unsaturated soils**. *Canadian Geotechnical Journal*. 16, p. 121-139.

FREITAS, M. C. (2016). **Avaliação da Técnica de Melhoria de Solos Colapsíveis por Meio de Colunas de Solo Laterítico Compactado**. *Dissertação de Mestrado, Escolha de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*. São Carlos, 2016.

FUTAI, M. M. (1997). **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. *Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ*, Rio de Janeiro.

GALLIPOLI, D., GENS, A., SHARMA, R. & VAUNAT, J. (2003). **An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior.** *Géotechnique*, vol. 2, n.1, p. 123-135.

GIACHETI, H. L., RÖHM, S. A., NOGUEIRA, J. B., CINTRA, J. C. A. (1993). **Propriedades Geotécnicas do Sedimento Cenozóico.** In: FERREIRA, A. A., NEGRO, JR. A., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. *Origens dos Solos do Interior de São Paulo, ABMS – USP/SC.* Cap. 6, p. 143-175.

GRIOGORIAN, A. A. (1997). **Pile Foundations for Building Structures in Collapsible Soils.** A. A. Balkema.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). **Fundações em Solos Não Saturados.** *Simpósio sobre Solos Não Saturados, 2, 1994, Recife, Anais...* Recife: UFPE, 1994, p. 217-230.

IBGE (2019). **Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios Contínua (PNAD).** Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/estatisticas/sociais/populacao/17270-pnadcontinua.html?edicao=27258>.

JENNINGS, J. E., KNIGHT, K. A. (1975). **A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to “Collapse” of Grain Structure.** Reg. Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Anais... Durban, 1975,

LIBARDI, P. L. (1995). **Dinâmica da água no solo.** 1ª edição. Departamento de Física e Meteorologia, ESALQ/USP, Piracicaba, São Paulo.

LLORET, A. & ALONSO, E. E. (1980). **Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behavior.** *Géotechnique* 30(4).

LLORET, A. & ALONSO, E. E. (1985). **State surface for partially saturated soils,** *Proc. 11th I. C. S. M. F. E., San Francisco*, vol. 2, p. 557-562.

MACACARI, M. F., CARNEIRO, B. J. I., CINTRA, J. C. A. (1994). **Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível.** *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.* Anais.. São Paulo, ABMS, 1994.

MACHADO, S. L. (1998). **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. São Carlos, 361p. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MEYERHOF, G. G. (1965). **Shallow foundations**. *Journal of the Soil Mech.* V.91, n.SM2.

MITCHELL, J. K. (1981). **Soil Improvement: State-of-art Report**. In: *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings...* Stockholm, 1981, p. 509-565.

MORAES, L. S. (2010). **Estacas Escavadas com Base Injetada**. *Dissertação de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*. 168p.

NADEO, J. R., VIDELA, E. P. (1975). **El Fenomeno de la Humecation In Situ de Suelos Colapsibles**. *Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 5, 1975. Buenos Aires. P. 313-319.

NOGUEIRA, E. G. (2010). **Estudo de Algumas Soluções de Tratamento de Solos Moles para Construção de Aterros no Trecho Sul do Rodoanel – SP**. *Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo*. 2010. 166 p.

OLIVEIRA, C. M. G., RODRIGUES, R. G., LOLLO, J. A. (2006). **A Laboratory Tests and Applied Geophysical Investigations in Collapsible Soil Horizon Definition**. In: *10th IAEG Congress, 2006, Nottingham, UK*. Proceeding of the 10th IAEG Congress.

PASSOS, P. G. O. (2005). **Melhoramento de Solos Arenosos com Estacas de Areia e Brita**. *Tese de Doutorado – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília*. Brasília, 2005. 159p.

PERLOFF, W. H. & BARON, W. (1976). **Soil mechanics: principles and applications**. New York: Jhon Wiley and Sons Co. 745p.

PINI (2019). **TCPO: Tabela de Composições de Preços para Orçamentos**. *Editora PINI, 15 ed.* São Paulo, PINI – 2017.

RODRIGUES, R. A. (2007). **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. São Carlos, 262p. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RÖHM, S. A. (1992). **Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos – SP.** São Carlos, 274p. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SEGANTINI, A. A. S., CARVALHO, D. (1994). **Comportamento de Estacas de Pequeno Diâmetro de Solo-Cimento.** *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Anais...* Foz do Iguaçu, 1994, v. 1. P. 103-110.

SILVA, J. C. B. J. (1990). **Análise dos Resultados de Provas de Carga em Estacas de Pequeno Diâmetro em Solo Colapsível.** *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF IX, 1990, Salvador, Anais...* São Paulo, ABMS, v. 2. P. 125-131.

SOARES, W. C. (2002). **Estacas de Compactação para Melhoria de Solos.** *Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.* São Carlos, 2002. 151 p.

SOUZA, A. (1993). **A Utilização de Fundações Rasas no Solo Superficial Colapsível de Ilha Solteira-SP.** São Carlos, 126p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SURIOL, J., GENS, A., ALONSO, E. E. (1998). **Behavior of Compacted Soils in Suction-Controlled Oedometer.** *Proc. 2nd International Conference on Unsaturated Soils.* Beijing: International Academic Publishers, p. 438-443. 1998.

TEIXEIRA, C. Z. (1993). **Comportamento de Estacas Escavadas em Solos Colapsíveis.** *Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos.*

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. (1996). **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas.** *In: HACHICH, W. et al., ed. Fundações, Teoria e Prática.* São Paulo, PINI, Cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948). **Soil mechanics in engineering practice.** 1. *Ed. New York: Jhon Wiley and Sons Co.* 556p.

TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical soil Mechanics.** *John Wiley & Sons, Inc.* New York. 510p.

- VAN DER VEEN, C. (1953). **Bearing Capacity of a Pile.** In: *International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, 3. Proceedings... Zurich, 1953. v.2.
- VARGAS, M. (1955). **Foundation of Structures on Over-Consolidated Clay Layers in São Paulo.** *Geotechnique*, 5 (3), pg. 253-266.
- VARGAS, M. (1978). **Introdução à Mecânica dos Solos.** 2ª Edição, Mc Graw-Hill do Brasil. São Paulo, 509p.
- VESIC, A. (1975). **Bearing capacity of shallow foundations.** In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (eds.). *Foundation engineering handbook*. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Co. Cap 3, p. 121 – 147.
- VILAR, O. M. (1995). **Suction controlled oedometer tests on compacted clay.** International Conference on Unsaturated Soils, 1, UNSAT'95, Paris. Proceedings, França, vol. 1, p. 201-206.
- VILAR, O. M., GAIOTO, N. (1994). **Comportamento Colapsível de um Solo Laterítico Compactado.** Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2, Recife, Anais... Recife, p. 185-190. 1994.
- VILAR, O. M., RODRIGUES, J. E. & NOGUEIRA, J. B. (1981). **Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia de Solos Tropicais.** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 1, Rio de Janeiro, Anais..., Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224.
- WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR, V. (1995). **An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil.** *Géotechnique*, vol. 45, n. 1, p. 35-53.

Anexo A

Neste anexo serão apresentadas as plantas de fôrma dos sete projetos de fundações propostos neste trabalho. As plantas apresentadas são referentes aos seguintes projetos:

Projeto I – Estaca apiloada, na condição não saturada;

Projeto II – Estaca apiloada, na condição saturada;

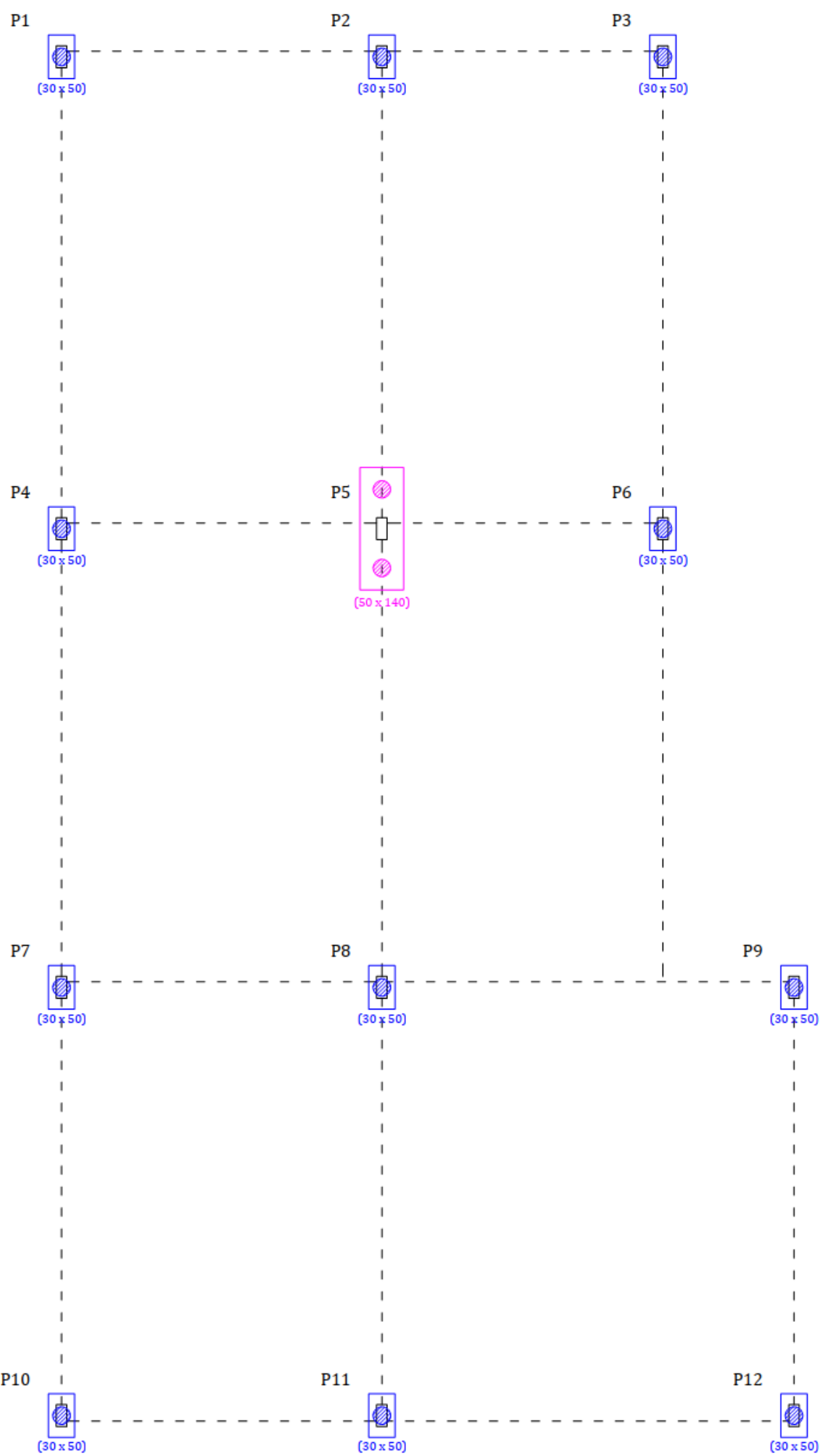
Projeto III – Sapata sem reforço, na condição não saturada;

Projeto IV – Sapata sem reforço, na condição saturada;

Projeto V – Sapata com reforço de colunas de solo compactadas, na condição não saturada;

Projeto VI – Sapata com reforço de colunas de solo compactadas, na condição saturada;

Projeto VII – Sapata com reforço de colunas de solo e brita compactados, na condição saturada.



11 blocos sobre 01 estaca

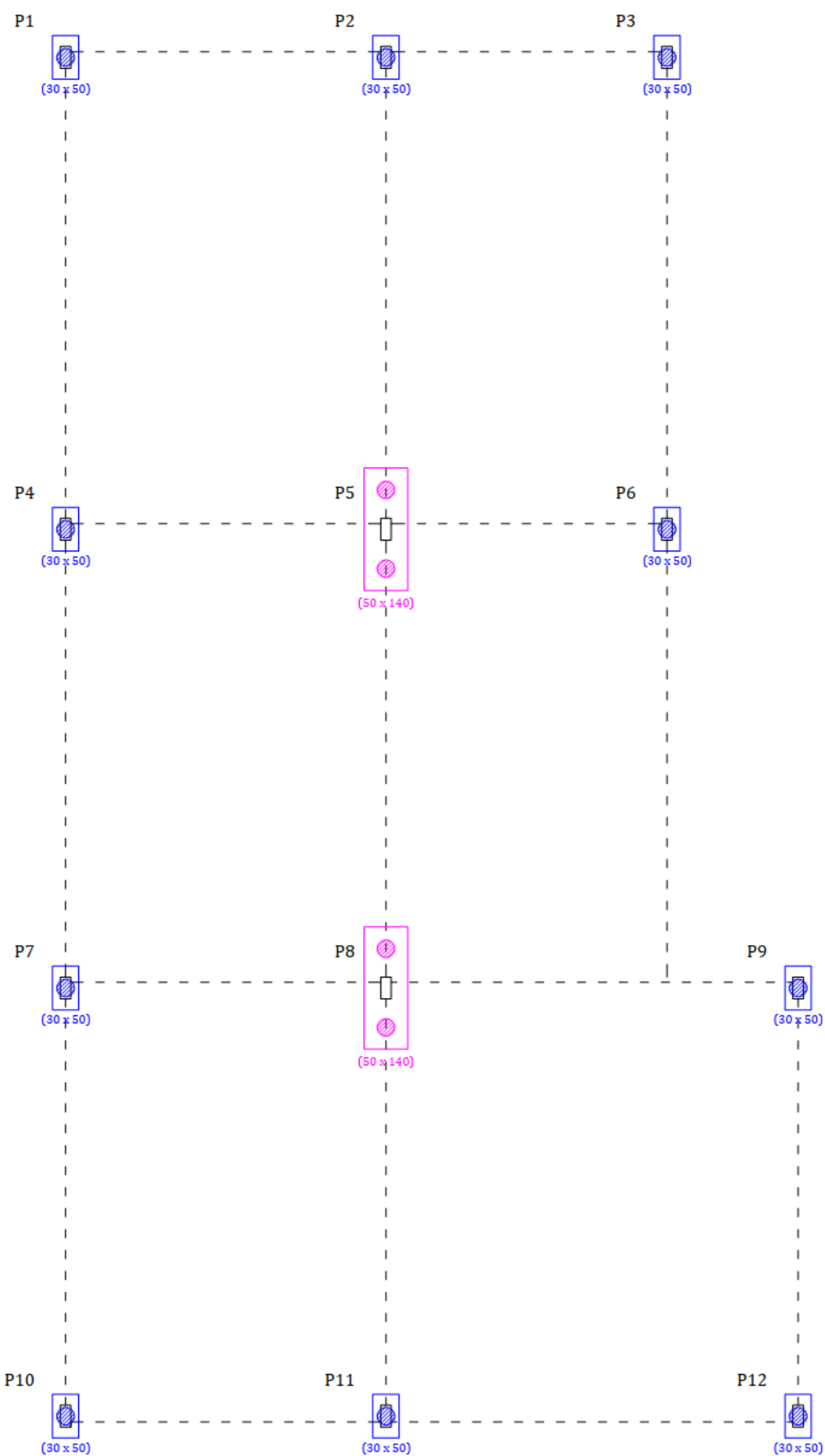
carga considerada: 95,78 kN
 dimensões do bloco: A = 30 cm, B = 50 cm, d = 25 cm
 armadura: $A_s = 0,93 \text{ cm}^2$, 3 ϕ 6,3 mm (l = 140 cm)

01 bloco sobre 02 estacas

carga considerada: 110,02 kN
 dimensões do bloco: A = 140 cm, B = 50 cm, d = 45 cm
 armadura: $A_s = 1,55 \text{ cm}^2$, 6 ϕ 6,3 mm (l = 165 cm)
 $A_{s\text{sup}} = 0,62 \text{ cm}^2$, 3 ϕ 6,3 mm (l = 350 cm)
 $A_{s\text{inf}} = 3,80 \text{ cm}^2$, 18 ϕ 6,3 mm c/ 8 cm (l = 170 cm)

armadura das estacas

armadura longitudinal: 4 ϕ 6,3 mm c/ 3m
 estribos: ϕ 5,3 mm a cada 25cm c/ 65cm



10 blocos sobre 01 estaca

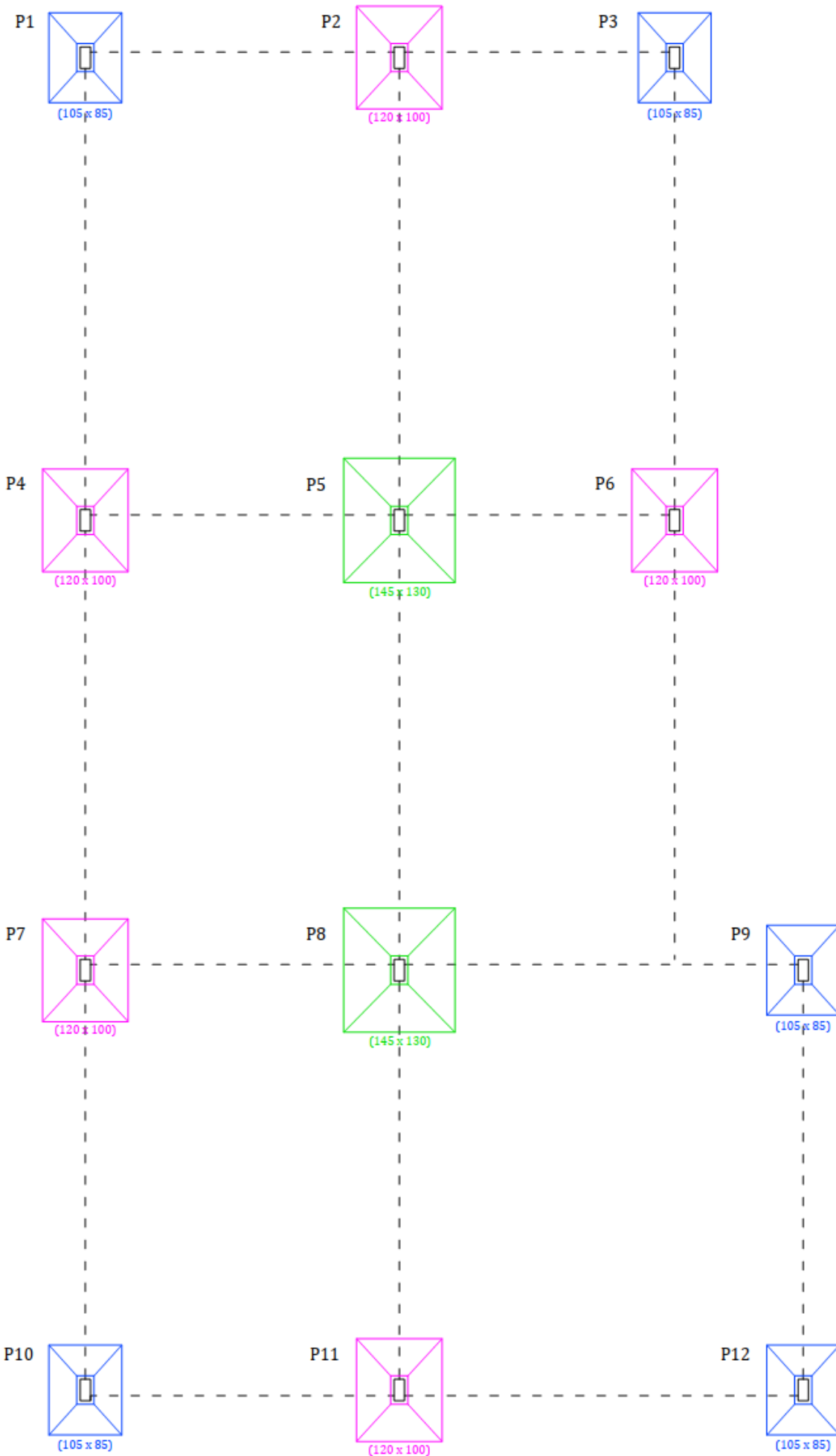
carga considerada: 95,78 kN
 dimensões do bloco: A = 30 cm
 B = 50 cm
 d = 25 cm
 armadura: $A_s = 0,93 \text{ cm}^2$
 3 Ø 6,3 mm
 (l = 140 cm)

02 blocos sobre 02 estacas

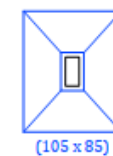
carga considerada: 110,02 kN
 dimensões do bloco: A = 140 cm
 B = 50 cm
 d = 45 cm
 armadura: $A_s = 1,55 \text{ cm}^2$
 6 Ø 6,3 mm
 (l = 165 cm)
 $A_{s_{top}} = 0,62 \text{ cm}^2$
 3 Ø 6,3 mm
 (l = 350 cm)
 $A_{s_{bot}} = 3,80 \text{ cm}^2$
 18 Ø 6,3 mm c/ 8 cm
 (l = 170 cm)

armadura das estacas

armadura longitudinal
 4 Ø 6,3 mm c/ 3m
 estribos
 Ø 5,3 mm a cada 25cm c/ 65cm



05 sapatas do grupo 01



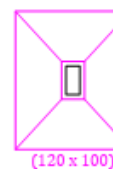
carga considerada: 51,72 kN

dimensões da sapata:
A = 105 cm
B = 85 cm
h = 25 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 0,76 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 230 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 0,76 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 190 cm)

05 sapatas do grupo 02



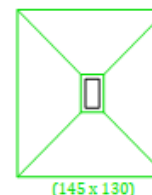
carga considerada: 70,97 kN

dimensões da sapata:
A = 120 cm
B = 100 cm
h = 30 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,00 \text{ cm}^2$
4 Ø 6,3 mm
(l = 260 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,00 \text{ cm}^2$
4 Ø 6,3 mm
(l = 220 cm)

02 sapatas do grupo 03

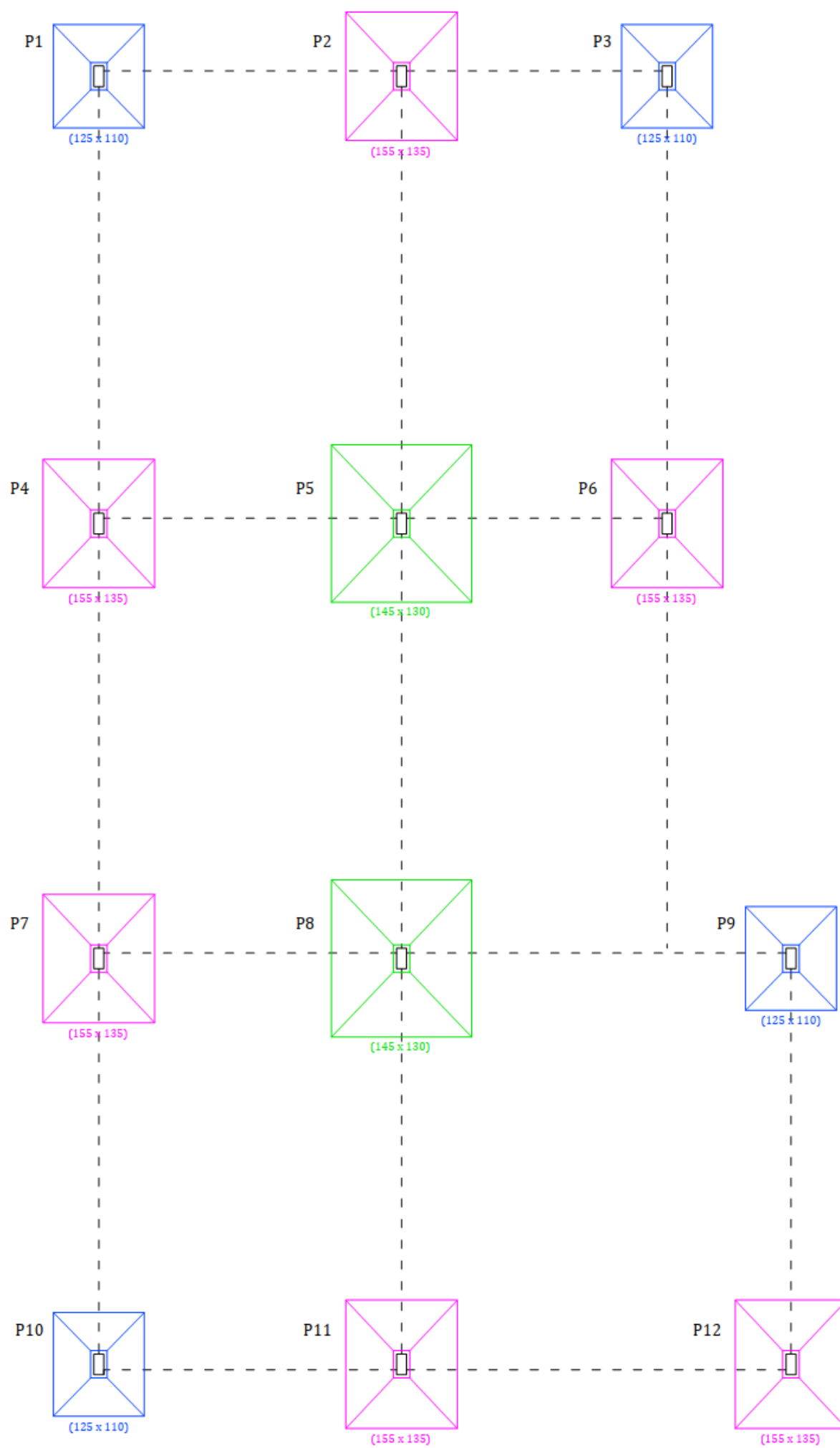


carga considerada: 110,02 kN

dimensões da sapata:
A = 145 cm
B = 130 cm
h = 40 cm

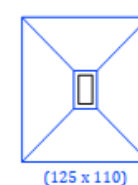
armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,50 \text{ cm}^2$
5 Ø 6,3 mm
(l = 310 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,50 \text{ cm}^2$
5 Ø 6,3 mm
(l = 280 cm)



04 sapatas do grupo 01

carga considerada: 46,31 kN



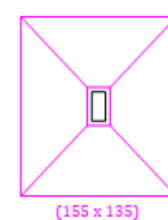
dimensões da sapata:
A = 125 cm
B = 110 cm
h = 35 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 0,61 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 270 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 0,61 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 240 cm)

06 sapatas do grupo 02

carga considerada: 70,97 kN



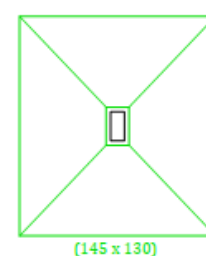
dimensões da sapata:
A = 155 cm
B = 135 cm
h = 30 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,00 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 330 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,00 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 290 cm)

02 sapatas do grupo 03

carga considerada: 110,02 kN



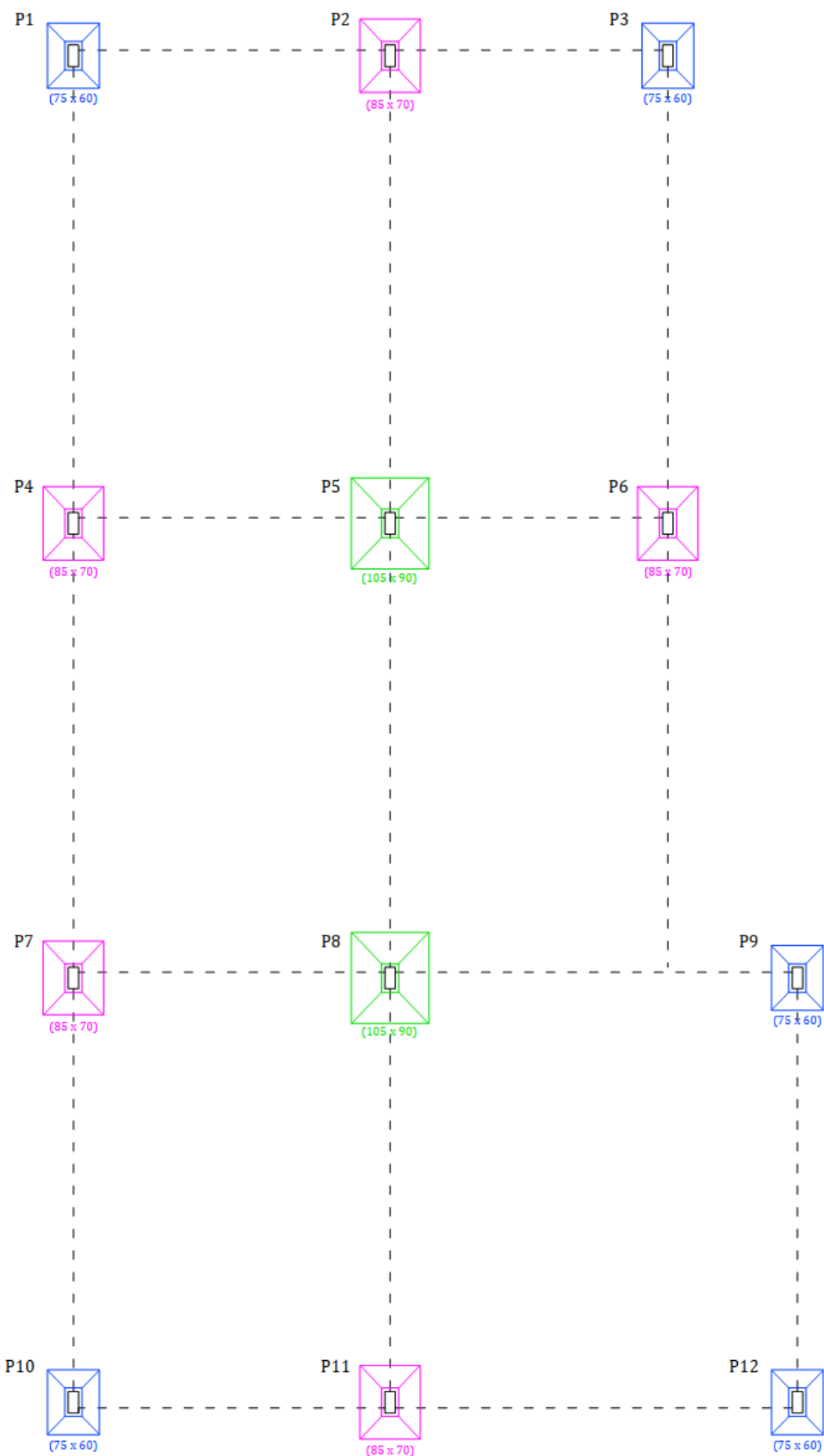
dimensões da sapata:
A = 145 cm
B = 130 cm
h = 45 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,40 \text{ cm}^2$
5 Ø 6,3 mm
(l = 405 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,40 \text{ cm}^2$
5 Ø 6,3 mm
(l = 365 cm)

PLANTA DE FÔRMA DAS SAPATAS SEM REFOÇO (SATURADA)

Projeto IV



05 sapatas do grupo 01

carga considerada: 51,72 kN



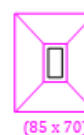
dimensões da sapata:
A = 75 cm
B = 60 cm
h = 20 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 0,60 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 170 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 0,60 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 140 cm)

05 sapatas do grupo 02

carga considerada: 70,97 kN



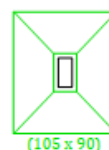
dimensões da sapata:
A = 85 cm
B = 70 cm
h = 20 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,00 \text{ cm}^2$
4 Ø 6,3 mm
(l = 190 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,00 \text{ cm}^2$
4 Ø 6,3 mm
(l = 160 cm)

02 sapatas do grupo 03

carga considerada: 110,02 kN



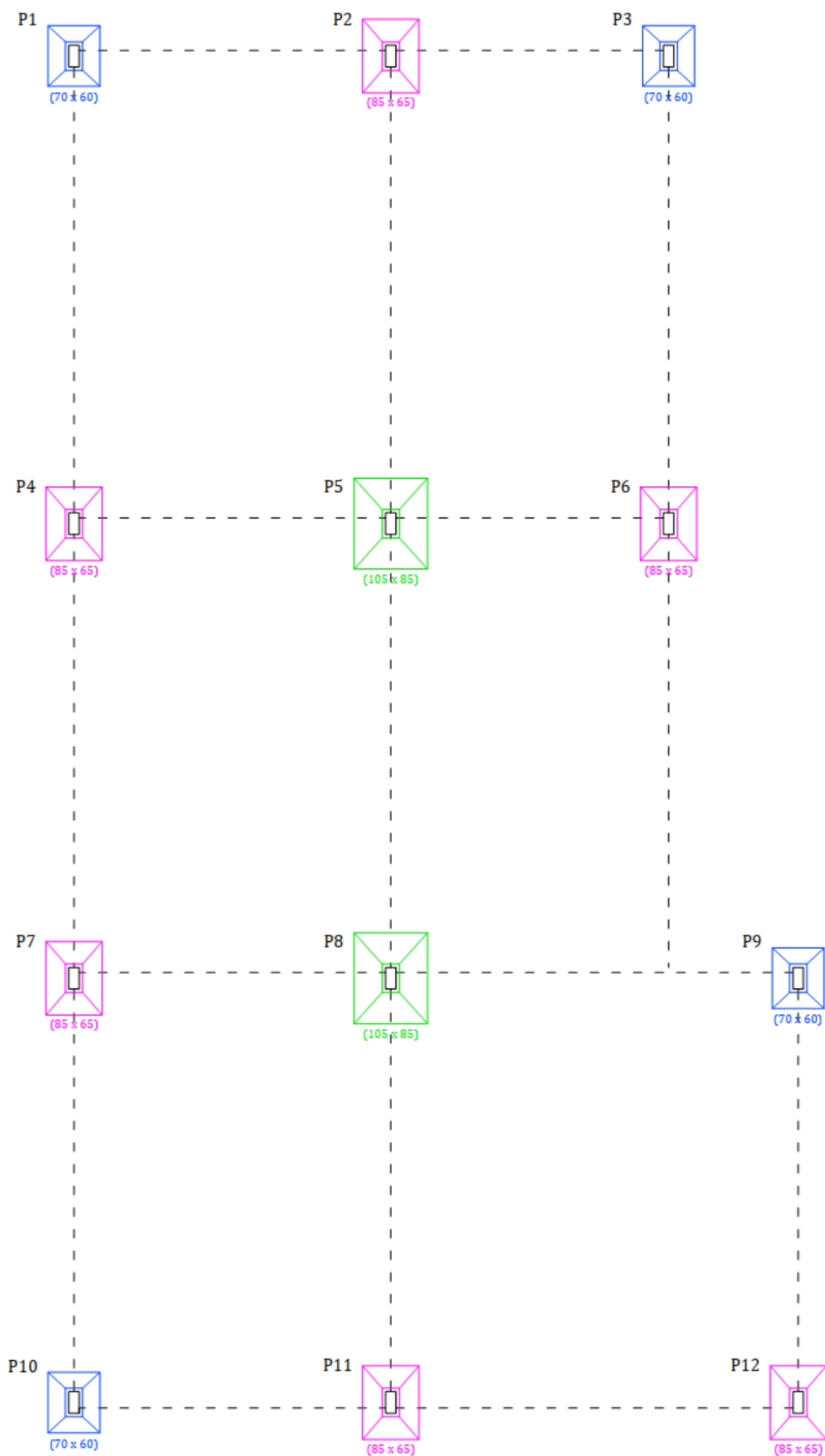
dimensões da sapata:
A = 105 cm
B = 90 cm
h = 30 cm

armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,38 \text{ cm}^2$
5 Ø 6,3 mm
(l = 230 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,38 \text{ cm}^2$
5 Ø 6,3 mm
(l = 200 cm)

PLANTA DE FÔRMA DAS SAPATAS COM REFOÇO (NÃO SATURADA)

Projeto V



04 sapatas do grupo 01

carga considerada: 46,31 kN

dimensões da sapata:
A = 70 cm
B = 60 cm
h = 20 cm



armadura na direção A:
 $A_{sA} = 0,60 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 160 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 0,60 \text{ cm}^2$
3 Ø 6,3 mm
(l = 140 cm)

06 sapatas do grupo 02

carga considerada: 70,97 kN

dimensões da sapata:
A = 85 cm
B = 65 cm
h = 20 cm



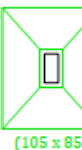
armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,00 \text{ cm}^2$
4 Ø 6,3 mm
(l = 190 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,00 \text{ cm}^2$
4 Ø 6,3 mm
(l = 150 cm)

02 sapatas do grupo 03

carga considerada: 110,02 kN

dimensões da sapata:
A = 105 cm
B = 85 cm
h = 25 cm

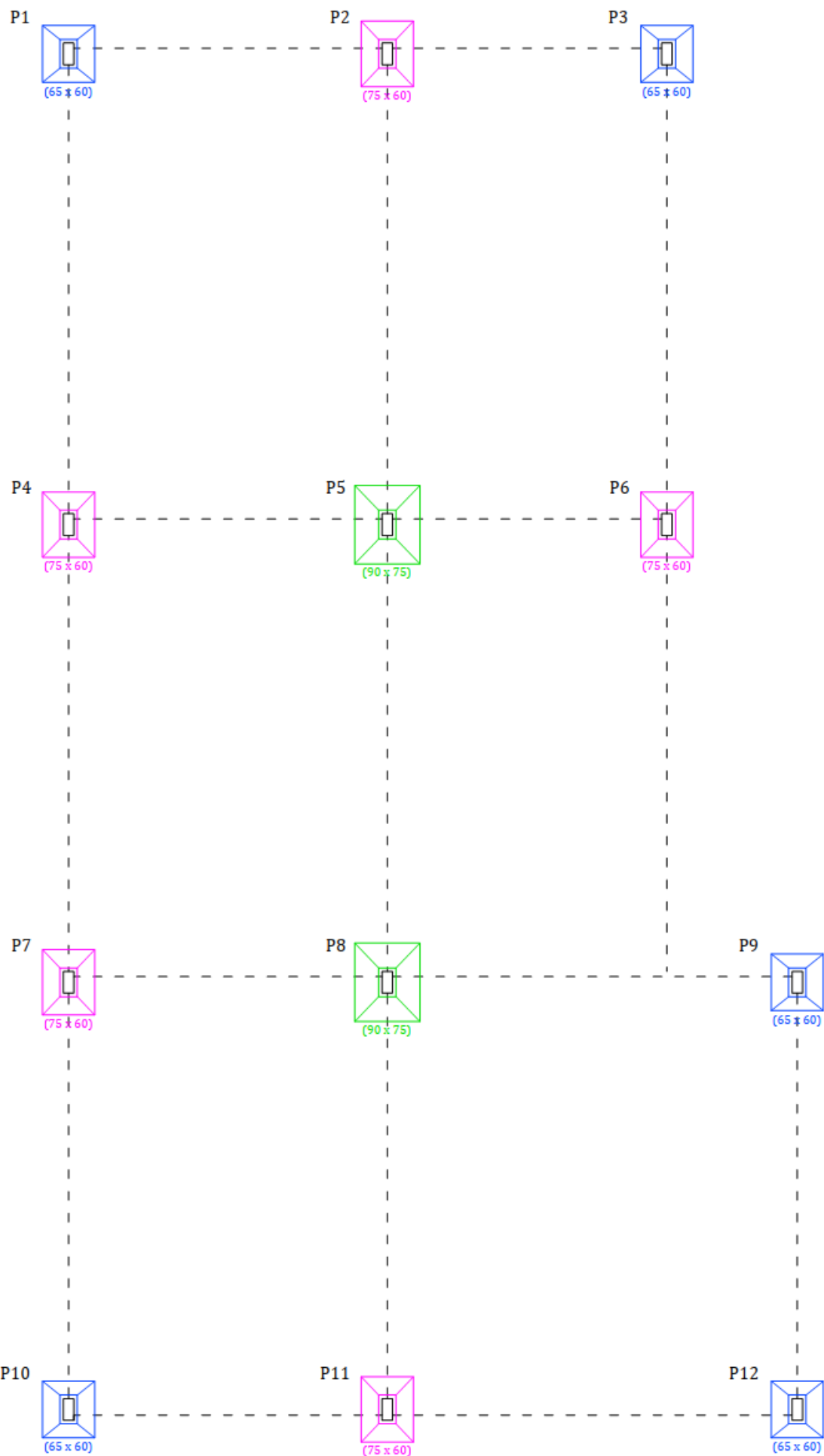


armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,61 \text{ cm}^2$
6 Ø 6,3 mm
(l = 280 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,61 \text{ cm}^2$
6 Ø 6,3 mm
(l = 310 cm)

PLANTA DE FÔRMA DAS SAPATAS COM REFOÇO (SATURADA)

Projeto VI



05 sapatas do grupo 01

carga considerada: 51,72 kN

dimensões da sapata:
A = 65 cm
B = 60 cm
h = 20 cm



armadura na direção A:
 $A_{sA} = 0,66 \text{ cm}^2$
3 $\emptyset$ 6,3 mm
(l = 150 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 0,66 \text{ cm}^2$
3 $\emptyset$ 6,3 mm
(l = 140 cm)

05 sapatas do grupo 02

carga considerada: 70,97 kN

dimensões da sapata:
A = 75 cm
B = 60 cm
h = 20 cm



armadura na direção A:
 $A_{sA} = 0,91 \text{ cm}^2$
3 $\emptyset$ 6,3 mm
(l = 170 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 0,91 \text{ cm}^2$
3 $\emptyset$ 6,3 mm
(l = 140 cm)

02 sapatas do grupo 03

carga considerada: 110,02 kN

dimensões da sapata:
A = 90 cm
B = 75 cm
h = 25 cm



armadura na direção A:
 $A_{sA} = 1,40 \text{ cm}^2$
5 $\emptyset$ 6,3 mm
(l = 200 cm)

armadura na direção B:
 $A_{sB} = 1,40 \text{ cm}^2$
5 $\emptyset$ 6,3 mm
(l = 170 cm)

Anexo B

Neste anexo serão apresentadas as tabelas geradas nos cálculos do dimensionamento dos cinco projetos de sapata da seção 4.4.1 deste trabalho. As Tabelas B1 a B5 contém os resultados dos cálculos das dimensões da sapata, e as Tabelas B6 a B10 contém os resultados dos cálculos das armaduras das sapatas.

Tabela B1 – dimensões das sapatas – Projeto III ($\sigma_a = 50$ kPa)

pilar	Nk (kN)	Ssap,calc (cm²)	B (cm)	A (cm)	Ssap (cm²)	h (cm)	d (cm)	h0 (cm)
P1	41,50	9130,0	105	90	9450	30	25	15
P2	66,24	14571,9	135	115	15525	35	30	15
P3	38,53	8476,4	105	85	8925	25	20	15
P4	70,97	15612,9	135	120	16200	40	35	15
P5	110,02	24203,7	165	150	24750	50	45	17
P6	63,73	14020,3	130	110	14300	35	30	15
P7	64,59	14210,2	130	115	14950	35	30	15
P8	95,78	21070,6	155	140	21700	45	40	15
P9	46,31	10187,7	115	95	10925	30	25	15
P10	35,12	7727,3	100	80	8000	25	20	15
P11	69,53	15296,2	135	120	16200	40	35	15
P12	51,72	11378,0	120	100	12000	30	25	15

Tabela B2 - dimensões das sapatas – Projeto IV ($\sigma_a = 39$ kPa)

pilar	Nk (kN)	Ssap,calc (cm²)	B (cm)	A (cm)	Ssap (cm²)	h (cm)	d (cm)	h0 (cm)
P1	41,5	11705,1	120	100	12000	30	25	15
P2	66,2	18682,0	150	130	19500	40	35	15
P3	38,5	10867,2	115	100	11500	30	25	15
P4	71,0	20016,6	155	135	20925	45	40	15
P5	110,0	31030,4	190	170	32300	55	50	18
P6	63,7	17974,7	145	130	18850	40	35	15
P7	64,6	18218,2	145	130	18850	40	35	15
P8	95,8	27013,6	175	160	28000	50	45	17
P9	46,3	13061,2	125	110	13750	35	30	15
P10	35,1	9906,8	110	95	10450	30	25	15
P11	69,5	19610,5	150	135	20250	45	40	15
P12	51,7	14587,2	135	115	15525	35	30	15

Tabela B3 - dimensões das sapatas – Projeto V ($\sigma_a = 130$ kPa)

pilar	Nk (kN)	Ssap,calc (cm²)	B (cm)	A (cm)	Ssap (cm²)	h (cm)	d (cm)	h0 (cm)
P1	41,5	3511,5	70	60	4200	20	15	15
P2	66,2	5604,6	85	70	5950	20	15	15
P3	38,5	3260,2	70	60	4200	20	15	15
P4	71,0	6005,0	90	70	6300	20	15	15
P5	110,0	9309,1	110	90	9900	30	25	15
P6	63,7	5392,4	85	65	5525	20	15	15
P7	64,6	5465,5	85	70	5950	20	15	15
P8	95,8	8104,1	100	85	8500	25	20	15
P9	46,3	3918,4	75	60	4500	20	15	15
P10	35,1	2972,0	65	60	3900	20	15	15
P11	69,5	5883,1	90	70	6300	20	15	15
P12	51,7	4376,2	80	60	4800	20	15	15

Tabela B4 - dimensões das sapatas – Projeto VI ($\sigma_a = 135$ kPa)

pilar	Nk (kN)	Ssap,calc (cm²)	B (cm)	A (cm)	Ssap (cm²)	h (cm)	d (cm)	h0 (cm)
P1	41,5	3381,5	70	60	4200	20	15	15
P2	66,2	5397,0	85	70	5950	20	15	15
P3	38,5	3139,4	70	60	4200	20	15	15
P4	71,0	5782,6	90	70	6300	20	15	15
P5	110,0	8964,3	105	90	9450	30	25	15
P6	63,7	5192,7	85	65	5525	20	15	15
P7	64,6	5263,0	85	65	5525	20	15	15
P8	95,8	7803,9	100	80	8000	25	20	15
P9	46,3	3773,2	75	60	4500	20	15	15
P10	35,1	2862,0	65	60	3900	20	15	15
P11	69,5	5665,3	85	70	5950	20	15	15
P12	51,7	4214,1	75	60	4500	20	15	15

Tabela B5 - dimensões das sapatas – Projeto VII ($\sigma_a = 90$ kPa)

pilar	Nk (kN)	Ssap,calc (cm²)	B (cm)	A (cm)	Ssap (cm²)	h (cm)	d (cm)	h0 (cm)
P1	41,5	5072,2	85	65	5525	20	15	15
P2	66,2	8095,5	100	85	8500	25	20	15
P3	38,5	4709,1	80	65	5200	20	15	15
P4	71,0	8673,8	105	85	8925	25	20	15
P5	110,0	13446,5	130	110	14300	35	30	15
P6	63,7	7789,1	100	80	8000	25	20	15
P7	64,6	7894,6	100	85	8500	25	20	15
P8	95,8	11705,9	120	100	12000	30	25	15
P9	46,3	5659,8	85	70	5950	20	15	15
P10	35,1	4292,9	80	60	4800	20	15	15
P11	69,5	8497,9	105	85	8925	25	20	15
P12	51,7	6321,1	90	75	6750	25	20	15

Tabela B6 – armadura de tração das sapatas – Projeto III ($\sigma_a = 50$ kPa)

pilar	tg β	T_x=T_y (kN)	A_{s,A}=A_{s,B} (cm²/m)
P1	0,517	16,98	0,547
P2	0,635	15,17	0,489
P3	0,635	16,34	0,526
P4	0,588	19,68	0,634
P5	0,548	23,60	0,760
P6	0,602	26,45	0,852
P7	0,602	26,81	0,863
P8	0,568	29,14	0,938
P9	0,568	30,59	0,985
P10	0,568	31,23	1,005
P11	0,648	36,94	1,190
P12	0,593	46,36	1,493

Tabela B7 – armadura de tração das sapatas – Projeto IV ($\sigma_a = 39 \text{ kPa}$)

'pilar	tg β	T _x =T _y (kN)	A _{s,A} =A _{s,B} (cm ² /m)
P1	0,602	14,58	0,469
P2	0,568	16,95	0,546
P3	0,568	18,26	0,588
P4	0,612	18,91	0,609
P5	0,583	22,20	0,715
P6	0,593	26,86	0,865
P7	0,593	27,22	0,877
P8	0,593	27,91	0,899
P9	0,650	26,72	0,861
P10	0,650	27,28	0,878
P11	0,608	39,37	1,268
P12	0,633	43,46	1,399

Tabela B8 – armadura de tração das sapatas, Projeto V ($\sigma_a = 130 \text{ kPa}$)

pilar	tg β	T _x =T _y (kN)	A _{s,A} =A _{s,B} (cm ² /m)
P1	0,625	14,05	0,452
P2	0,625	15,41	0,496
P3	0,625	16,60	0,535
P4	0,625	18,52	0,596
P5	0,625	20,69	0,666
P6	0,566	28,15	0,906
P7	0,517	31,22	1,005
P8	0,517	32,01	1,031
P9	0,517	33,61	1,082
P10	0,517	34,30	1,104
P11	0,548	43,70	1,407
P12	0,641	42,91	1,382

Tabela B9 – armadura de tração das sapatas – Projeto VI ($\sigma_a = 135 \text{ kPa}$)

pilar	tg β	T _x =T _y (kN)	A _{s,A} =A _{s,B} (cm ² /m)
P1	0,625	14,05	0,452
P2	0,625	15,41	0,496
P3	0,625	16,60	0,535
P4	0,625	18,52	0,596
P5	0,625	20,69	0,666
P6	0,566	28,15	0,906
P7	0,566	28,53	0,919
P8	0,517	32,01	1,031
P9	0,517	33,61	1,082
P10	0,517	34,30	1,104
P11	0,588	40,70	1,311
P12	0,641	42,91	1,382

Tabela B10 – armadura de tração das sapatas – Projeto VII ($\sigma_a = 90 \text{ kPa}$)

pilar	tg β	T _x =T _y (kN)	A _{s,A} =A _{s,B} (cm ² /m)
P1	0,641	16,18	0,521
P2	0,583	28,43	0,915
P3	0,548	17,58	0,566
P4	0,648	27,37	0,881
P5	0,652	42,17	1,358
P6	0,612	26,02	0,838
P7	0,583	27,72	0,893
P8	0,625	38,31	1,234
P9	0,602	19,22	0,619
P10	0,588	14,93	0,481
P11	0,648	26,82	0,864
P12	0,568	22,76	0,733

Anexo C

Neste anexo serão apresentados os parâmetros adotados e os resultados das estimativas de custo dos projetos de fundações obtidos para o estudo de caso proposto. As figuras contêm o número de referência da TCPO (Pini, 2017), a descrição do serviço, a unidade de medição do serviço, o consumo do material ou mão de obra, o custo unitário e o custo total do serviço.

C.1 Serviços para Estacas Apiloadas

descrição	un.	consumos	custo unitário
Abertura do fuste da estaca			
Abertura do fuste de Ø 20 cm, com equipamento bate-estaca, mão de obra e mobilização	m		R\$ 11,20

Figura C1.1 – Composição unitária e custos de abertura do fuste da estaca

descrição	un.	consumos	custo unitário
Concretagem da estaca			
Concreto preparado na obra C25 S50, controle "A"	m³		R\$ 372,75
Servente	h	6,000	R\$ 16,23
Areia média lavada	m³	0,599	R\$ 59,26
Brita 1	m³	0,709	R\$ 54,33
Cimento CP-32	kg	347,000	R\$ 0,58
Betoneira elétrica trifásica, 2 hp - 1,5 kW, capacidade 400L	h prod	0,306	R\$ 0,31
Concreto - aplicação	m³		R\$ 62,09
Pedreiro	h	1,500	R\$ 19,75
Servente	h	2,000	R\$ 16,23

Figura C1.2 – Composição unitária e custos de concretagem da estaca

descrição	un.	consumos	custo unitário	
Armadura da estaca				
Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem	kg		R\$	15,89
Ajudante de armador	h	0,140	R\$	13,75
Armador	h	0,080	R\$	19,74
Espaçador plástico para armadura de peças de concreto com cobrimento de 3 cm	un	0,264	R\$	0,34
Aço CA-60 Ø 6,3mm em barra, massa nominal 0,245 kg/m	kg	1,100	R\$	10,70
Arame recozido 18 BWG, Ø 1,25mm, 0,010 kg/m	kg	0,020	R\$	26,43

Figura C1.3 – Composição unitária e custos da armadura da estaca

descrição	un.	consumos	custo unitário	
Escavação dos blocos				
Escavação manual de vala em solo de 1ª categoria até 2,00 m de profundidade	m³		R\$	64,92
Servente	h	4,000	R\$	16,23
Regularização de fundo de vala com soquete	m²		R\$	24,35
Servente	h	1,500	R\$	16,23
Concreto preparado na obra C15 S50 - controle "B"	m³		R\$	360,20
Servente	h	6,000	R\$	16,23
Areia média lavada	m³	0,923	R\$	59,26
Brita 1	m³	0,209	R\$	54,33
Brita 2	m³	0,627	R\$	54,62
Cimento CP-32	kg	280,000	R\$	0,58
Betoneira elétrica trifásica, 2 hp - 1,5 kW, capacidade 400 L	h prod	0,306	R\$	0,41
Concreto - aplicação	m³		R\$	0,41
Pedreiro	h	1,500	R\$	19,75
Servente	h	2,000	R\$	16,23

Figura C1.4 – Composição unitária e custos de escavação dos blocos

descrição	un.	consumos	custo unitário	
Fôrmas				
Fôrma para fundação com tábuas e sarrafos - fabricação (1 aproveitamento)	m²		R\$	72,08
Ajudante de carpinteiro	h	0,512	R\$	14,76
Carpinteiro	h	2,050	R\$	19,74
Sarrafo 1" x 3"	m²	3,750	R\$	1,64
Tábua de 3ª 30 cm	m²	1,300	R\$	11,26
Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,180	R\$	18,18
Fôrma para fundação com tábuas e sarrafos - montagem (1 aproveitamento)	m²		R\$	22,93
Ajudante de carpinteiro	h	0,202	R\$	14,76
Carpinteiro	h	0,806	R\$	19,74
Aço CA-50 Ø 10,0 mm em barra, massa nominal 0,617 kg/m	kg	0,110	R\$	10,70
Desmoldante de formas de madeira para concreto	l	0,100	R\$	6,19
Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,100	R\$	22,44
Fôrma para fundação com tábuas e sarrafos - desmontagem	m²		R\$	8,10
Ajudante de carpinteiro	h	0,086	R\$	14,76
Carpinteiro	h	0,346	R\$	19,74

Figura C1.5 – Composição unitária e custos de confecção de fôrmas dos blocos

descrição	un.	consumos	custo unitário	
Armadura dos blocos				
Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem (Ø até 12,5 mm)	kg		R\$	16,02
Ajudante de armador	h	0,140	R\$	13,75
Armador	h	0,080	R\$	19,74
Espaçador plástico para armadura de peças de concreto com cobrimento 3 cm	un	0,264	R\$	0,34
Aço CA-50 Ø 10,0 mm em barra, massa nominal 0,617 kg/m	kg	1,100	R\$	10,70
Arame recozido 18 BWG, Ø 1,25 mm, 0,010 kg/m	kg	0,025	R\$	26,43

Figura C1.6 – Composição unitária e custos de armadura dos blocos

descrição	un.	consumos	custo unitário
Concretagem dos blocos			
Concreto - dosado em central	m³		R\$ 340,06
Concreto dosado em central tipo C25 S50	m³	1,050	R\$ 323,87
Concreto - aplicação e adensamento com vibrador de imersão de motor elétrico	m³		R\$ 106,57
Pedreiro	h	1,650	R\$ 19,75
Servente	h	4,500	R\$ 16,23
Vibrador de imersão elétrico, 2 CV, mangote Ø 45 mm	h prod	0,650	R\$ 1,46

Figura C1.7 – Composição unitária e custos de concretagem dos blocos

descrição	un.	consumos	custo unitário
Reaterro de Vala			
Reaterro de vala compactado por apiloamento com soquete	m³		R\$ 63,72
Servente	h	3,500	R\$ 16,23
Pedreiro	h	0,350	R\$ 19,75

Figura C1.8 – Composição unitária e custos de reaterro de vala dos blocos

C.2 Serviços para Sapatas

descrição	un.	consumos	custo unitário
Compactação			
Abertura da coluna até 3,5 m de profundidade, com equipamento mecanizado, contando mão de obra e mobilização.	m		R\$ 4,75
Escavação manual de vala em solo de 1ª categoria até 2,00 m de profundidade	m³		R\$ 64,92
Servente	h	4,000	R\$ 16,23
Compactação do solo dentro da colua, em camadas de 20 cm, com equipamento mecanizado, mobilização e mão de obra	m³		R\$ 17,55

Figura C2.1 – Composição unitária e custos de compactação do reforço das sapatas

descrição	un.	consumos	custo unitário
Escavação			
Escavação manual de vala em solo de 1ª categoria até 2,00 m de profundidade	m³		R\$ 64,92
Servente	h	4,000	R\$ 16,23
Regularização de fundo de vala com soquete	m²		R\$ 24,35
Servente	h	1,500	R\$ 16,23
Concreto preparado na obra C15 S50 - controle "B"	m³		R\$ 353,95
Servente	h	6,000	R\$ 16,23
Areia média lavada	m³	0,923	R\$ 52,48
Brita 1	m³	0,209	R\$ 54,33
Brita 2	m³	0,627	R\$ 54,62
Cimento CP-32	kg	280,000	R\$ 0,58
Betoneira elétrica trifásica, 2 hp - 1,5 kW, capacidade 400 L	h prod	0,306	R\$ 0,41
Concreto - aplicação	m³		R\$ 62,09
Pedreiro	h	1,500	R\$ 19,75
Servente	h	2,000	R\$ 16,23

Figura C2.2 – Composição unitária e custos de escavação das sapatas

descrição	un.	consumos	custo unitário	
Fôrmas				
Fôrma para fundação com tábuas e sarrafos - fabricação (1 aproveitamento)	m²		R\$	72,08
Ajudante de carpinteiro	h	0,512	R\$	14,76
Carpinteiro	h	2,050	R\$	19,74
Sarrafo 1" x 3"	m²	3,750	R\$	1,64
Tábua de 3ª 30 cm	m²	1,300	R\$	11,26
Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,180	R\$	18,18
Fôrma para fundação com tábuas e sarrafos - montagem (1 aproveitamento)	m²		R\$	22,93
Ajudante de carpinteiro	h	0,202	R\$	14,76
Carpinteiro	h	0,806	R\$	19,74
Aço CA-50 Ø 10,0 mm em barra, massa nominal 0,617 kg/m	kg	0,110	R\$	10,70
Desmoldante de formas de madeira para concreto	l	0,100	R\$	6,19
Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,100	R\$	22,44
Fôrma para fundação com tábuas e sarrafos - desmontagem	m²		R\$	8,10
Ajudante de carpinteiro	h	0,086	R\$	14,76
Carpinteiro	h	0,346	R\$	19,74

Figura C2.3 – Composição unitária e custos de fôrmas das sapatas

descrição	un.	consumos	custo unitário	
Armadura				
Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem (Ø até 12,5 mm)	kg		R\$	16,02
Ajudante de armador	h	0,140	R\$	13,75
Armador	h	0,080	R\$	19,74
Espaçador plástico para armadura de peças de concreto com cobrimento 3 cm	un	0,264	R\$	0,34
Aço CA-50 Ø 6,3 mm em barra, com massa nominal de 0,245 kg/m	kg	1,100	R\$	10,70
Arame recozido 18 BWG, Ø 1,25 mm, 0,010 kg/m	kg	0,025	R\$	26,43

Figura C2.4 – Composição unitária e custos de armaduras das sapatas

descrição	un.	consumos	custo unitário
Concretagem			
Concreto - dosado em central	m³		R\$ 340,06
Concreto dosado em central tipo C25 S50	m³	1,050	R\$ 323,87
Concreto - aplicação e adensamento com vibrador de imersão de motor elétrico	m³		R\$ 106,57
Pedreiro	h	1,650	R\$ 19,75
Servente	h	4,500	R\$ 16,23
Vibrador de imersão elétrico, 2 CV, mangote Ø 45 mm	h prod	0,650	R\$ 1,46

Figura C2.5 – Composição unitária e custos de concretagem das sapatas

descrição	un.	consumos	custo unitário
Reaterro de Vala			
Reaterro de vala compactado por apiloamento com soquete	m³		R\$ 63,72
Servente	h	3,500	R\$ 16,23
Pedreiro	h	0,350	R\$ 19,75

Figura C2.6 – Composição unitária e custos de reaterro das sapatas