



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

LARISSA VITTORAZZI NOGUEIRA PEREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE EM
SAPATAS**

**Palmas
2018**

LARISSA VITTORAZZI NOGUERIA PEREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE EM
SAPATAS**

Projeto de conclusão de curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel no Curso
Superior de Engenheiro Civil do Instituto
Federal do Tocantins, Campus Palmas.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de
Assis

**Palmas
2018**

Pereira, Larissa Vittorazzi Nogueira

Análise comparativa de capacidade de carga e recalque em sapatas /
Larissa Vittorazzi Nogueira Pereira. – Palmas, 2018.
93 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) –
Instituto Federal de Educação do Tocantins, *Campus* Palmas, 2018.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de Assis

1. Sapata 2. Capacidade de Carga 3. Recalque

I. Análise comparativa de capacidade de carga e recalque em
sapatas.

LARISSA VITTORAZZI NOGUEIRA PEREIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE EM
SAPATAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de Curso de
Engenharia Civil do Instituto Federal do
Tocantins, *Campus* Palmas, como
exigência à obtenção do grau de Bacharel
em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA AVALIADORA

Me. Cleber Decarli de Assis
IFTO – *Campus* Palmas

Me. Edivaldo Alves dos Santos
IFTO – *Campus* Palmas

Me. Eduardo Castro Bittencourt
ITPAC – *Porto Nacional*

AGRADECIMENTOS

A todos que de alguma forma me ajudaram na consolidação deste trabalho e contribuíram para que eu chegasse até aqui, em especial minha família, namorado e amigos.

Ao meu orientador professor Me. Cleber Decarli, pelas orientações e interesse em participar desta pesquisa.

Aos demais professores do IFTO, que contribuíram para o meu processo de aprendizagem.

RESUMO

As fundações são elementos essenciais para toda e qualquer edificação a ser construída. Para a elaboração de um projeto de fundações é primordial a obtenção das características do substrato do local, por meio da investigação geotécnica para obtenção do laudo de sondagem, em que sua negligência pode causar graves consequências no desempenho da obra. A partir dos dados do solo, é realizado o dimensionamento de fundação exigindo ao engenheiro civil mensurar a capacidade de carga do sistema sapata-solo, definir as dimensões da sapata e o recalque do solo no qual a estrutura estará submetida. Neste âmbito, o presente trabalho apresenta o dimensionamento e a análise do comportamento de um projeto padrão de fundação em sapatas aplicado em um terreno distinto para qual foi dimensionado, comparando assim os valores obtidos de capacidade de carga e recalque nas duas situações. Para isso, utilizou-se o método de Terzaghi (1943) com proposições de Vesic para o cálculo da capacidade de carga e para a estimativa do recalque foi adotado o método de Schmertmann para os solos arenosos e a teoria da elasticidade para solos argilosos. A partir da previsão da capacidade de carga pode ser encontrado a tensão admissível e assim comparada com a tensão transmitida ao terreno. Quanto aos recalques, estes não devem possuir valor superior ao estabelecido como limite pelo meio técnico. Os resultados mostraram que um dimensionamento geométrico e geotécnico equivocado compromete o comportamento das sapatas. O projeto padrão aplicado em terreno distinto exibiu valores de capacidade de carga inferiores e valores de recalque superiores ao qual foram projetadas, além de apresentarem em todas as sapatas tensão admissível abaixo daquela que estará sendo transmitida e em algumas das sapatas valores de recalque maiores que o admissível. Assim, tais valores do recalque absoluto provocaram como consequência o comprometimento das ligações da estrutura, enquanto o recalque diferencial, o qual provoca a distorção angular, o surgimento de fissuras nas alvenarias e esforços adicionais na estrutura.

Palavras-chave: Sapatas. Capacidade de carga. Recalque.

ABSTRACT

The foundations are essential elements for any and all edifications to be built. The elaboration of a foundation design requires the attainment of local substrate characteristics by means of geotechnical investigation for obtaining a boring report, and the negligence of this can cause huge consequences in work performance. Starting from boring log, it is realized the foundation dimensioning that demands the civil engineer to obtain the definition of bearing capacity of footing-soil system, the footing dimensions and the settlement of the soil to which the structure will be subjected. This study presents the dimensioning and the behavior analysis of a footing foundation standard design applied in a distinct ground to which it was dimensioned, comparing the values obtained of bearing capacity and settlement in both situations. For this, the Terzaghi method was used with Vesic propositions to calculate the load capacity and for the estimation of the repression the Schmertmann method for the sandy soils and the elasticity theory for clay soils was adopted. Starting from the determination of bearing capacity, the allowable stress can be found and compared with the stress transmitted to the ground. The settlements should not exceed the limit established by technical means. The results have shown that a wrong geometric and geotechnical dimensioning undermines the behavior of footings. The standard design applied in a distinct ground showed bearing capacity values smaller and settlement values higher than the values estimated by design, also showed allowable stress below that which will be transmitted in all footings and higher settlement values in some of them. Thus, these values of absolute repression caused as a consequence the compromise of the connections of the structure, while the differential repression, which causes angular distortion, the appearance of cracks in the masonry and additional efforts in the structure.

Keywords: Footings. Bearing capacity. Settlement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Partes de edifício.....	18
Figura 2 – Fundação superficial e profunda.	19
Figura 3 – Sapata isolada.	20
Figura 4 – Sapata corrida.	21
Figura 5 – Sapata associada.....	21
Figura 6 – Sapata com viga alavanca.	22
Figura 7 – Sapata de divisa.....	22
Figura 8 – a) Bloco tronco cônico b) Bloco escalonado.	23
Figura 9 – Radier.....	23
Figura 10 – Tubulão e tipos de base.	24
Figura 11 – Trinca de cisalhamento no painel, devido recalque diferencial das fundações contínuas onde o trecho mais carregado apresenta maior recalque.	25
Figura 12 – Edifício Excelsior inclinado, situado na orla de Santos-SP.	27
Figura 13 – Etapas da execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	28
Figura 14 – Sapata de concreto armado embutida no solo.....	33
Figura 15 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical.	34
Figura 16 – Gráfico de curvas típicas tensão x recalque.....	35
Figura 17 – Modos de ruptura.	36
Figura 18 – Superfície potencial de ruptura.	38
Figura 19 – Fatores de capacidade de carga.....	39
Figura 20 – Gráfico dos mecanismos de ruptura.....	40
Figura 21 – Propagação de tensões segundo uma inclinação 1:2.	45
Figura 22 – Segunda camada atingida pelo bulbo de tensões.....	46
Figura 23 – Recalques absolutos (r_1 e r_2) e diferenciais ($\Delta = r_1 - r_2$).....	49
Figura 24 – Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada finita.....	51
Figura 25 – Fator de influência na deformação vertical.....	53
Figura 26 – Distorções angulares e danos associados.	55
Figura 27 – Delineamento da pesquisa.....	57
Figura 28 – Fluxograma da metodologia de cálculo.....	59
Figura 29 – Dimensões da sapata retangular.....	64

Figura 30 – Propriedades do solo do Laudo 1.....	67
Figura 31 – Propriedades do solo do Laudo 2.....	72

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Recalque absoluto admissível.	77
Gráfico 2 – Recalque diferencial admissível.....	78
Gráfico 3 – Consequências das distorções angulares.	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos.....	31
Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos.	32
Tabela 3 – Fator de α correlação de E_s	32
Tabela 4 – Coeficiente K de correlação.	32
Tabela 5 – Coeficiente de Poisson.....	33
Tabela 6 – Fatores de forma.	39
Tabela 7 – Fatores de capacidade de carga.	41
Tabela 8 – Fatores de forma.	42
Tabela 9 – Métodos semiempíricos de tensão admissível.	43
Tabela 10 – Fundações superficiais – Fatores de segurança.	47
Tabela 11 – Fator de influência I_p	51
Tabela 12 – Métodos semiempíricos de recalque.	54
Tabela 13 – Valores limites da rotação relativa ou distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes armadas.....	55
Tabela 14 – Somatório para cálculo de recalque.	63
Tabela 15 – Resultados do projeto padrão.	68
Tabela 16 – Resultados de aplicação do projeto padrão em outro local.	73
Tabela 17 – Comparação das duas situações.	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1– Problemas típicos decorrentes de ausência de investigação para fundações diretas.	26
Quadro 2 – Estados de compacidade e de consistência.....	29
Quadro 3 – Quantidade de furos de acordo com a NBR 8036:1983.	30

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT}	Resultado do ensaio SPT (número de golpes)
c	Coesão do solo
ϕ	Ângulo de atrito do solo
E_s	Módulo de deformabilidade do solo
A	Fator de correlação do módulo de deformabilidade do solo
K	Coeficiente de correlação
ν	Coeficiente de Poisson do solo
σ_r	Capacidade de carga
N_c	Coeficiente adimensional do fator referente a coesão do solo
N_q	Coeficiente adimensional do fator referente a sobrecarga
N_γ	Coeficiente adimensional do fator referente ao peso do solo
S_c	Coeficiente de forma do fator referente a coesão do solo
S_q	Coeficiente de forma do fator referente a sobrecarga
S_γ	Coeficiente de forma do fator referente ao peso do solo
γ	Peso específico do solo
q	Sobrecarga
B	Largura total da fundação
L	Comprimento da fundação
c^*	Coesão para solos com ruptura por punção
ϕ^*	Ângulo de atrito para solos com ruptura por punção
h	Embutimento da sapata
σ_{adm}	Tensão admissível
$N_{SPT,60}$	Resultado SPT com correção para energia de 60%
N_{55}	Resultado SPT ajustado para 55% de energia
K_d	Coeficiente de relação do tamanho com a profundidade da fundação
R'_w	Fator de redução pelo nível do lençol freático
d_b	Distância entre o nível da água e a base da fundação
C_n	Fator de sobrecarga
F_s	Fator de segurança
A_B	Área da base da sapata
Δ	Recalque diferencial
ρ_T	Recalque total

ρ_c	Recalque por adensamento primário
ρ_s	Recalque por compressão secundária
ρ_i	Recalque imediato ou elástico
I_p	Fator de influência
μ_0	Fator de influência do embutimento da sapata
μ_1	Fator de influência da espessura da camada de solo
C_1	Fator de correção do recalque devido ao embutimento da sapata
C_2	Fator de correção devido ao tempo em que a carga está aplicada ao solo
t	Tempo de aplicação do carregamento
σ^*	Tensão líquida aplicada à sapata
σ_v	Tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{zm\acute{a}x}$
I_z	Fator simplificado de influência da deformação vertical
$I_{zm\acute{a}x}$	Valor máximo de fator de influência da deformação vertical
γ'_{med}	Peso específico médio
γ_{seca}	Peso específico do solo seco
$\gamma_{saturada}$	Peso específico do solo saturado
$\gamma_{\acute{a}gua}$	Peso específico da água
x	Parcela de solo seco
y	Parcela de solo saturado
N_k	Esforço normal característico
α	Coeficiente de majoração da carga vertical permanente
a	Maior dimensão do pilar
b	Menor dimensão do pilar
D	Diâmetro da sapata
H	Distância do indeslocável
h_{sapata}	Altura da sapata
h_0	Altura das faces verticais nas extremidades da sapata

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1 Problema de pesquisa	15
1.2 Justificativa.....	15
1.3 Objetivos	16
1.3.1 Objetivo geral	16
1.3.2 Objetivos específicos.....	17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 Fundações	17
2.1.1 Fundações diretas	19
2.1.2 Patologias das fundações.....	24
2.2 Investigação geotécnica	27
2.2.1 Parâmetros do solo	31
2.3 Capacidade de carga	33
2.3.1 Modos de ruptura.....	34
2.3.2 Métodos teóricos	37
2.3.3 Métodos semiempíricos	43
2.3.4 Prova de carga em placa	44
2.3.5 Solo não-homogêneo.....	45
2.3.6 Solo saturados e não-saturados	47
2.3.7 Tensão admissível	47
2.4 Recalque	48
2.4.1 Métodos racionais.....	50
2.4.2 Métodos semiempíricos	53
2.4.3 Tolerância a recalques.....	54
3. MATERIAS E MÉTODOS.....	56
3.1 Estratégia de pesquisa.....	56

3.2 Delineamento	56
3.3 Laudos de sondagem	57
3.4 Planta de cargas e locação dos pilares	58
3.5 Metodologia de cálculo	58
3.5.1 Parâmetros do solo	59
3.5.2 Capacidade de carga	60
3.5.3 Tensão admissível e tensão transmitida ao terreno	61
3.5.4 Recalque	62
3.5.5 Dimensões	63
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	66
4.1 Dimensionamento de projeto padrão.....	66
4.2 Aplicação de projeto padrão em outro terreno	71
4.3 Comparação das duas situações	79
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	84
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
ANEXO A – Laudo de sondagem 1	89
ANEXO B – Laudo de Sondagem 2.....	90
ANEXO C - Planta de carga e locação dos pilares	91
APÊNDICE A - Projeto de fundação desenvolvido	92
APÊNDICE B - Representação gráfica dos recalques ocasionados pelo projeto padrão em outro terreno	93

1. INTRODUÇÃO

A fundação é a parte inferior da estrutura que tem como função a transferências de cargas da superestrutura para o solo sobre o qual está apoiada. Assim, quando projetada corretamente, transfere a carga para o solo sem causar qualquer dano estrutural.

Dessa forma, na elaboração do projeto da fundação é necessário determinar a capacidade de carga que pode ser aplicada no solo sem que haja a ocorrência da ruptura e recalques excessivos. Para tal cálculo, são utilizadas informações referentes às propriedades das camadas do subsolo no qual a sapata estará apoiada e transferindo tensões.

A determinação da capacidade de carga e recalques pode ser realizada por métodos teóricos, semiempíricos e por prova de carga sobre placa. A partir disso, as dimensões da fundação são determinadas e um erro na escolha destas dimensões pode acarretar em recalques diferentes dos previstos.

As causas mais frequentes de problemas de fundações são tocantes à aspectos relacionados à investigação das características do subsolo. A Torre de Pisa é um reflexo de tal problema, no qual o terreno, formado por camadas de areia e argila, não suportou a torre de 14 mil toneladas e começou a inclinar no início de sua construção, no século XII. Foi necessário um investimento de cerca de 25 milhões para que essa obra pudesse ser recuperada e voltasse ao seu funcionamento normal.

Constata-se assim que, iniciar uma obra sem conhecimento geotécnico é um dos maiores riscos que se pode ocorrer no campo de Engenharia de Construções. É necessário entender o terreno como um material complexo o qual apresenta comportamentos distintos para cada local, havendo sempre um risco devido a condições desconhecidas e por isso obter-se uma informação completa do subsolo é indispensável.

Um programa adequado de investigação do subsolo tem seu custo e abrangência proporcional ao valor da obra e complexidade do problema. Isso acontece porque qualquer insucesso pode representar tanto o comprometimento da segurança da estrutura quanto custos elevados de recuperação da obra.

Além do risco de colapso da estrutura, a investigação geotécnica insuficiente e a interpretação inadequada de resultados contribuem para atrasos no

cronograma executivo, erros de projeto, custos associados a alterações construtivas e restauração pós-obra e impactos ambientais.

Atualmente, há ainda muitos casos frequentes em diversos locais do Brasil de patologias e colapso devido a fundações projetadas incorretamente. Em vista disso, o estudo demonstrará a influência causada na análise da capacidade de carga e recalques das fundações em sapatas por meio da replicação de um projeto padrão de fundação em terreno distinto ao qual foi dimensionado.

1.1 Problema de pesquisa

Os problemas ocasionados pela não realização de sondagens trazem como consequência o dimensionamento equivocado das fundações. É necessário a obtenção das características do maciço de solo, para que assim o profissional possa estimar de forma clara e objetiva a capacidade de carga e a previsão dos recalques que atuarão na estrutura.

Em razão da grande quantidade de casos referentes ao colapso e patologias em edificações ocasionada pela investigação negligenciada, observa-se a necessidade de se entender a importância do conhecimento do solo e as consequências que isso gera para uma obra. Assim, levantam-se os seguintes questionamentos:

- A) Qual a variação da capacidade de carga e recalque de sapatas com a inexistência da investigação geotécnica?
- B) Essa variação representa ser significativa e compromete as condições impostas do recalque pelo meio técnico?

1.2 Justificativa

A ocorrência de patologias ou necessidade de reforço da fundação implicam em gastos muitas vezes superiores ao custo inicial. Milititsky et al. (2005) relata que em situações usuais o custo da fundação é de cerca de 3% a 6% do custo global da obra.

O aparecimento dessas manifestações patológicas está muitas vezes ligado a ausência, falha ou insuficiência e interpretação inadequada da investigação do subsolo. Isso, devido a uma visão equivocada por parte de alguns profissionais da

área da construção civil de que é dispensável seguir as normas de investigação geotécnica, tendo como justificativa a falsa visão do alto custo desse serviço, aliado à praxe do profissional (MILITITSKY et al., 2005).

Assim, é necessário demonstrar que somente o profissional que detiver todas as informações técnicas terá condições de elaborar um projeto de fundação adequado, o que poderá evitar o aparecimento de problemas, além de gerar economia, se considerar um projeto com a indicação da fundação equivocada (superdimensionada) (CAPUTO, 1988).

A partir de dados obtidos pelo sistema SICAP LO TCE-TO, onde são encontradas informações referentes as licitações e obras públicas, pode se perceber a prática de replicação de projetos padrões de posto de saúde, creches e escolas, nos municípios do Tocantins.

Confirma-se que a prática de elaboração de projetos padrões de engenharia em obras públicas para construção em diversas localidades existe no mercado. Ao cometer esse erro, esquece-se que para elaboração de um projeto de infraestrutura é necessário o conhecimento do terreno no qual será implantada a fundação.

É importante que se entenda que não se pode generalizar todos os terrenos, mesmo que próximos. O fato é que se tratando de solo é comum a heterogeneidade, e admitir que o solo de locais distintos seja igual é uma prática imprudente.

O estudo da capacidade de carga e recalque em fundações diretas tipo sapata se mostra importante, por ser um tipo de fundação constantemente utilizado para obras de pequeno e médio porte. O estudo servirá de subsídio para comprovar a partir de um estudo de caso as consequências geradas da não utilização de um estudo do solo no local como base da elaboração de um projeto de fundação.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Comparar o comportamento da aplicação de projeto padrão de fundação tipo sapata em solos com características geotécnicas diferentes.

1.3.2 Objetivos específicos

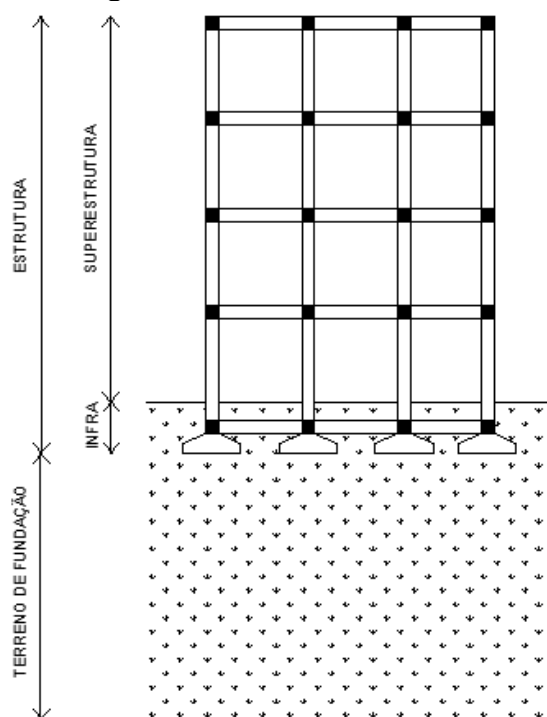
- a) Comparação da heterogeneidade de dados de dois laudos de sondagem na cidade de Palmas – TO.
- b) Comparação de valores de capacidade de carga, obtidos através de método de cálculo teórico de Terzaghi com proposição de Vesic.
- c) Comparação de valores de recalques, obtidos através de método de cálculo teórico da Teoria da Elasticidade e Schmertmann.
- d) Verificação quanto ao atendimento dos recalques limites.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações

Azeredo (1997) define fundações como os elementos estruturais que são destinados a transmitir as cargas de uma estrutura ao terreno. Cintra et al. (2003) considera que a fundação é um sistema composto não só pelo elemento estrutural, mas também pelo maciço de solo que está servindo de apoio para essa transferência de cargas.

De acordo com Gusmão (2000), o desempenho de uma edificação é governado pela interação entre três partes, a superestrutura, que compreende a parte a ser utilizada após sua construção, a infraestrutura, que é constituída de elementos de transmissão do carregamento da superestrutura para o terreno de fundação, e o terreno de fundação no qual absorve os esforços desenvolvidos pela superestrutura. Esse mecanismo é dado o nome de interação solo-estrutura, como mostra a Figura 1.

Figura 1 – Partes de edifício.

Fonte: Adaptada de Gusmão (2000).

A escolha do tipo mais adequado de fundação é definida de acordo com a profundidade da camada resistente do solo e a cargas atuantes na edificação. Surgiram-se assim algumas classificações que englobassem grupos de fundações com o mesmo comportamento ou características.

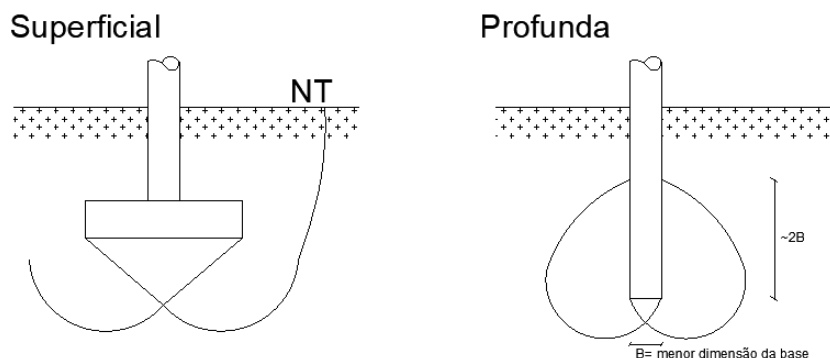
Uma das classificações origina as fundações rasas ou superficiais e as fundações profundas, nas quais são divididas de acordo com a profundidade da base ou da ponta do elemento estrutural. Já outra classificação, agrupa em fundação direta e indireta, levando em conta o modo que é realizado a transferência de carga do elemento estrutural para o maciço de solo, podendo ser pela base ou por atrito lateral ao longo do fuste (CINTRA et al., 2011).

Segundo a ABNT (2010), NBR 6122 – Projeto e execução de fundações, são estabelecidos dois tipos de fundações, como mostra a Figura 2. Sendo as fundações superficiais (rasa ou direta) no qual são definidas como aquelas que possuem a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação e também aquelas em que as cargas são transmitidas ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base.

O outro tipo é definido como fundação profunda, no qual deve ter sua ponta ou base assentada há uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão

em planta, sendo no mínimo 3,0 metros, além de transmitir a carga ao terreno ou pela base ou por sua superfície lateral ou por uma combinação das duas (ABNT, 2010).

Figura 2 – Fundação superficial e profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

As fundações profundas são optadas quando as cargas da edificação são elevadas e ou a capacidade de carga do solo-fundação não é satisfatoriamente alta. Já quando as cargas da superestrutura forem baixas e capacidade de carga do sistema solo-fundação for alta, indica-se fundações rasas (REBELLO, 2008).

2.1.1 Fundações diretas

São tipos de fundações diretas as sapatas, os blocos e radiers. De acordo com Cintra et al. (2011), os tubulões podem ser agrupados em fundação direta quando possuírem apenas a resistência da base, visto que os tubulões pneumáticos devido ao seu processo executivo não possuem atrito lateral e os tubulões executado a céu aberto geralmente por hipótese de projeto acabam não considerando o atrito lateral.

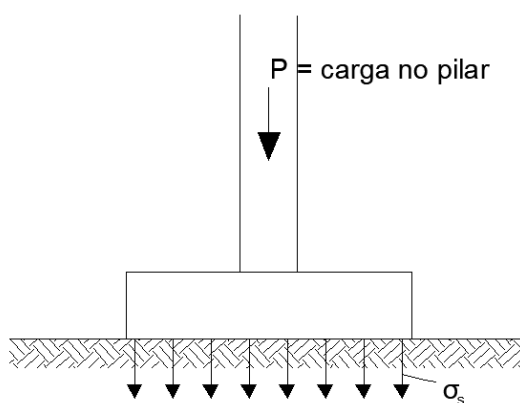
2.1.1.1 Sapata

De acordo com a ABNT (2010), a sapata é definida como um elemento estrutural de concreto armado, no qual se faz necessária utilização da armadura para resistir as tensões de tração resultantes, assim caracterizando-a por trabalhar à flexão. Quanto a sua base em planta, geralmente pode ser quadrada, retangular ou trapezoidal.

Os elementos estruturais que se apoiam nas sapatas podem possuir grande variabilidade quanto a configuração e forma, por tais motivos existem diversos tipos de sapatas, tais como:

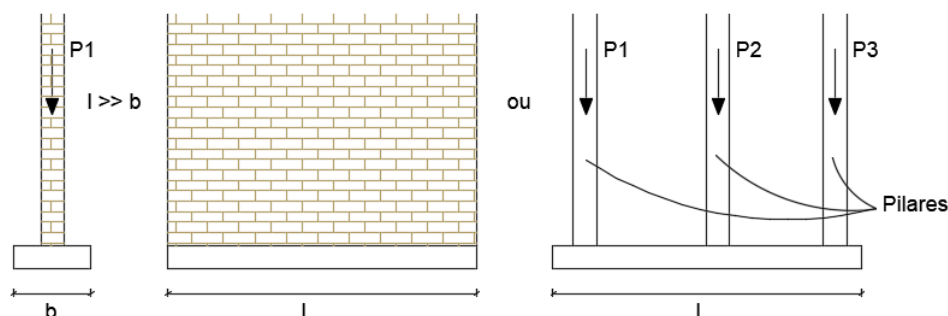
- a) Sapata isolada: consiste em uma placa de concreto armado no qual as cargas transmitidas da edificação são pontuais ou concentradas, como mostra a Figura 3. Pode ser quadrada, retangular ou circular, sendo a escolha da sua forma por questões construtivas ou determinada devido a forma e dimensões do pilar. As suas dimensões são definidas de acordo com a resistência do solo e a carga aplicada (REBELLO, 2008).

Figura 3 – Sapata isolada.



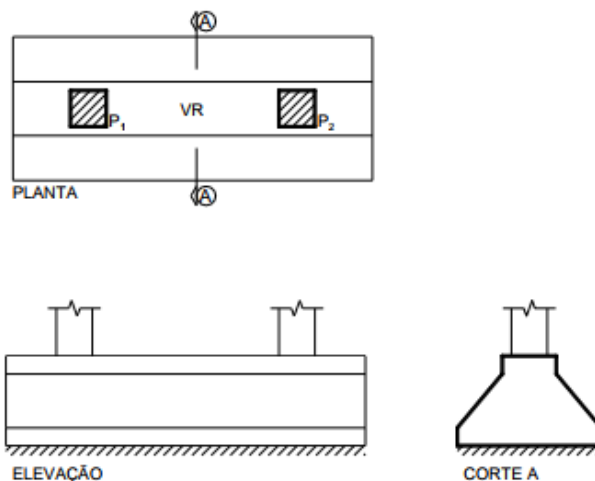
Fonte: Rebello (2008).

- b) Sapata corrida: consiste em uma placa de concreto armado em que o seu comprimento prevalece em relação a largura (Figura 4), onde são transmitidas cargas linearmente distribuídas pelo solo. Seu uso é necessário para paredes, muros contínuos e pilares muito próximos (REBELLO, 2008). Segundo Hachich (1998), considera-se sapata corrida quando o seu comprimento for maior que cinco vezes a sua largura.

Figura 4 – Sapata corrida.

Fonte: Adaptada de Rebello (2008).

- c) Sapata associada: define-se como a sapata comum a dois pilares próximos, como ilustrado na Figura 5. Necessário definir que o centro de gravidade da sapata seja igual ao centro de gravidade das cargas dos pilares, para que assim possa haver uniformemente a distribuição das tensões (REBELLO, 2008).

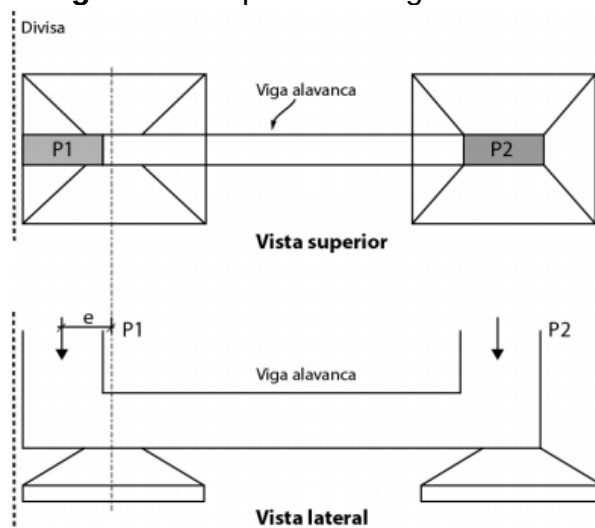
Figura 5 – Sapata associada.

Fonte: Bastos (2016).

- d) Sapata com viga alavanca ou de equilíbrio: a ABNT (2010) define a viga alavanca como um elemento estrutural no qual tem a função de transmitir as cargas que recebe de um ou dois pilares de maneira centrada às fundações. Assim, resultam-se cargas diferentes das cargas dos pilares devido a sua inserção. É comum utilizar-se da viga alavanca no caso da existência de pilares faceando a divisa do terreno. Ela se comporta como

uma viga em balanço, onde está aplicada a carga do pilar de divisa, tende a aliviar o apoio do lado oposto ao do balanço, como ilustrado na Figura 6.

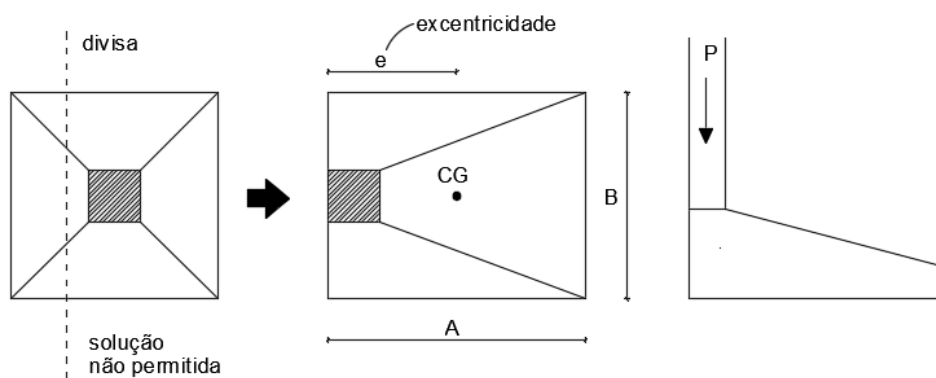
Figura 6 – Sapata com viga alavanca.



Fonte: Rebello (2008).

- e) Sapata em divisa: define-se como sapata excêntrica, onde a carga do pilar encontra-se fora do centro de gravidade da sapata. Logo, esse tipo de sapata ocorre quando o pilar encontra-se faceando a divisa da construção e assim não se pode ultrapassar a divisa do terreno, como ilustrado na Figura 7. Esse tipo de sapata apresenta o formato parecida de um pé humano, devido uma de suas dimensões ser significativamente maior que a outra, esse fato se dá pelo combate das forças de tração na ponta da sapata (REBELLO, 2008).

Figura 7 – Sapata de divisa.

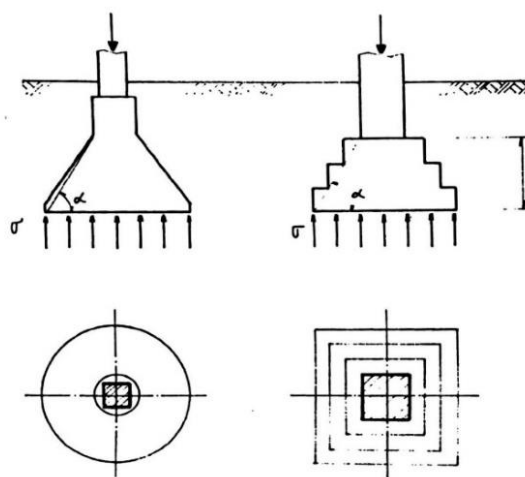


Fonte: Adaptada de Rebello (2008).

2.1.1.2 Bloco

De acordo com ABNT (2010), a definição de bloco é um elemento de concreto simples, no qual não são utilizados armadura devido o concreto resistir as tensões de tração. Trabalham principalmente à compressão com ajuda de uma altura relativamente grande. Assim, se faz necessário calcular a altura necessária para que as tensões de tração atuantes no concreto, possam ser absorvidas sem utilização de armadura (HACHICH,1998). Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas ou tronco de cone e apresentar normalmente em planta seção quadrada ou retangular, como mostra na Figura 8.

Figura 8 – a) Bloco tronco cônico b) Bloco escalonado.

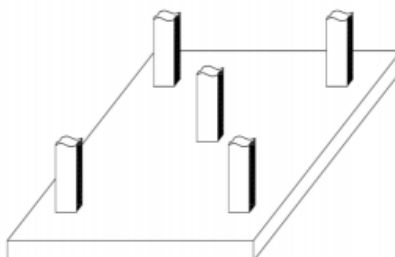


Fonte: Hachich (1998).

2.1.1.3 Radier

Radier é um elemento estrutural que distribui os carregamentos, incluindo todos ou parte dos pilares de uma estrutura, como ilustrado na Figura 9 (ABNT, 2010).

Figura 9 – Radier.

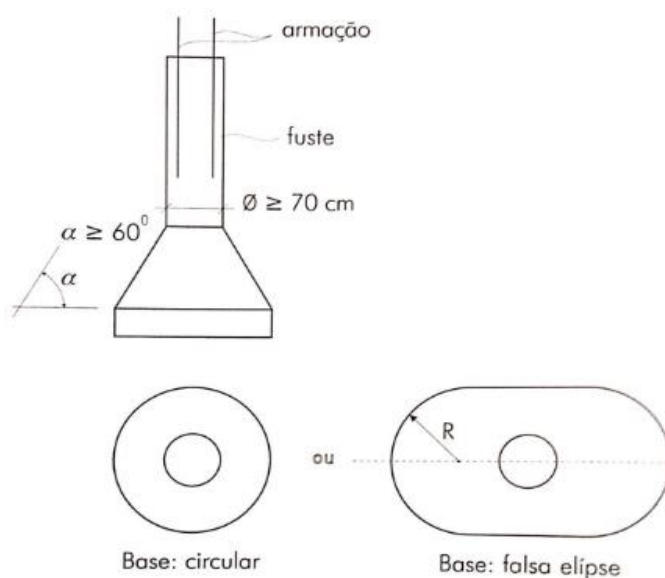


Fonte: Ferreira (2013).

2.1.1.4 Tubulões

É um tipo de fundação no qual é composto de um cilindro vertical (fuste) de concreto, podendo apresentar um alargamento da base, podendo ser circular ou alongada (Figura 10). A sua base comporta-se como uma sapata isolada em que os esforços de tração na sua face inferior são resultados dos esforços de flexão que surgem. O tubulão a céu aberto é o qual a escavação é realizada acima do nível da água, já quando a execução é abaixo do nível de água é designado de tubulão a ar comprimido (REBELLO, 2008).

Figura 10 – Tubulão e tipos de base.



Fonte: Rebello (2008).

2.1.2 Patologias das fundações

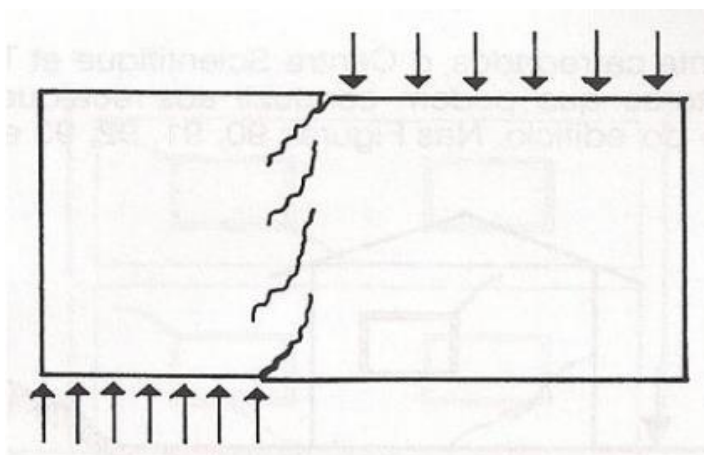
A patologia na construção civil é a aquela que estuda os danos ocorridos em edificações, bem como suas causas. Tais problemas em fundações são responsáveis por fissuras, rachaduras, trincas e outras patologias em edifícios, implicando assim em custos que podem chegar a valores muitas vezes superiores ao custo inicial, a interdição de estruturas e outras complicações.

Segundo Velloso e Lopes (2004), os danos provocados por recalques de fundações em edifícios vão desde danos estéticos até danos estruturais que podem comprometer sua utilização. Observa-se que quando uma fundação apresenta

recalques uniformes (absolutos) há o comprometimento das ligações de água e esgoto, escadas e rampas. Já quando aparecem recalques não-uniformes (diferenciais) podem provocar o desnivelamento de pisos, fissuras nas alvenarias, desaprumos na construção e além do comprometimento da estabilidade da estrutura.

Thomaz (2007) cita que as fissuras provocadas por recalques diferenciais são inclinadas, e que com indícios de tensões de cisalhamento as fissuras se mostram em forma de escamas, com a presença de esmagamentos localizados como mostra a Figura 11. Além disso, exerce influência na dimensão da fissura a intensidade do recalque, a estruturação do edifício e as demais condições de contorno.

Figura 11 – Trinca de cisalhamento no painel, devido recalque diferencial das fundações contínuas onde o trecho mais carregado apresenta maior recalque.



Fonte: Thomaz (2007).

Milititsky et al. (2005) relata que a falta, a interpretação equivocada e a realização incorreta da investigação do subsolo é a causa mais frequente dos problemas em fundações. Para fundações de obras pequenas e médias, observa-se que cerca de 80% dos casos de mau desempenho é devido à ausência de investigação, no qual consiste em uma prática inaceitável de acordo com a normalização. Os problemas típicos decorrentes dessa ausência estão expressos no Quadro 1.

Quadro 1– Problemas típicos decorrentes de ausência de investigação para fundações diretas.

Causas	Patologias
Tensões de contato excessivas, incompatíveis com as reais características do solo.	Recalques inadmissíveis ou ruptura.
Fundações em solos/aterros heterogêneos.	Recalques diferenciais.
Fundações sobre solos compressíveis sem estudos de recalques.	Grandes deformações.
Fundações apoiadas em materiais de comportamento muito diferente, sem junta.	Aparecimento de recalques diferenciais.
Fundações apoiadas em crosta dura sobre solos moles, sem análise de recalques.	Ruptura ou grandes deslocamentos da fundação.

Fonte: Adaptada de Milititsky et al. (2005).

Outros fatores que podem colocar em risco a segurança da fundação são o número e profundidade insuficiente de sondagens, e a não realização de ensaios especiais quando em casos necessários. A investigação com falhas é considerada outro fator, no qual se englobam os resultados fraudulentos, erros de localização, procedimentos indevidos e equipamentos com defeito. Também podem resultar em patologias significantes a influência da vegetação, a presença de solos colapsíveis ou expansivos, materiais cársticos, e a presença de matacões ou regiões de mineração (MILITITSKY et al., 2005).

De acordo com Milititsky et al. (2005), a análise e projeto é considerada uma outra causa dos problemas em fundações, como exemplo a adoção de valores típicos para os parâmetros de projeto, normas ou códigos, uso de experiência, uso de mesma solução que em situações consideradas idênticas e uso de correlações empíricas. Também podem ser citados a adoção de fundações inadequadas frente ao comportamento do solo, o erro na determinação das cargas atuantes nas fundações e problemas envolvendo a ausência de especificações construtivas.

Um caso conhecido de inclinação da estrutura devido recalque diferencial são os prédios da orla de Santos-SP, como mostra a Figura 12. O que ocasionou a patologia foi a escolha por fundação do tipo sapata, na qual estava apoiada em uma camada de areia fina e seguida por argila marinha. Além disso, a aglomeração de edifícios vizinhos causa o encontro dos bulbos de tensões e consequentemente o

aumento da carga. Assim, o caso retrata a importância do conhecimento do solo da região que a obra vai ser implantada e também da necessidade da escolha do tipo correto de fundação (DIAS, 2010).

Figura 12 – Edifício Excelsior inclinado, situado na orla de Santos-SP.



Fonte: Dias (2010).

Além dos casos com danos relacionados ao estado limite de serviço da estrutura, existem também situações que comprometem irreversivelmente a edificação, causando seu colapso. De acordo com Souza (2003), são muitos os casos em que o colapso global do edifício acontece por problemas na fundação, como exemplo pode ser citado o Condomínio Anêmona no Litoral Norte do Estado de São Paulo, no qual o solo consistia de variações de suas propriedades. O maior número de problemas pode ser relatado por fundações do tipo sapata, onde Marcelli (2007) descreve que é muito comum a ausência de sondagens, situação na qual pode provocar o apoio em solo inadequado e consequentemente o sinistro da estrutura.

2.2 Investigação geotécnica

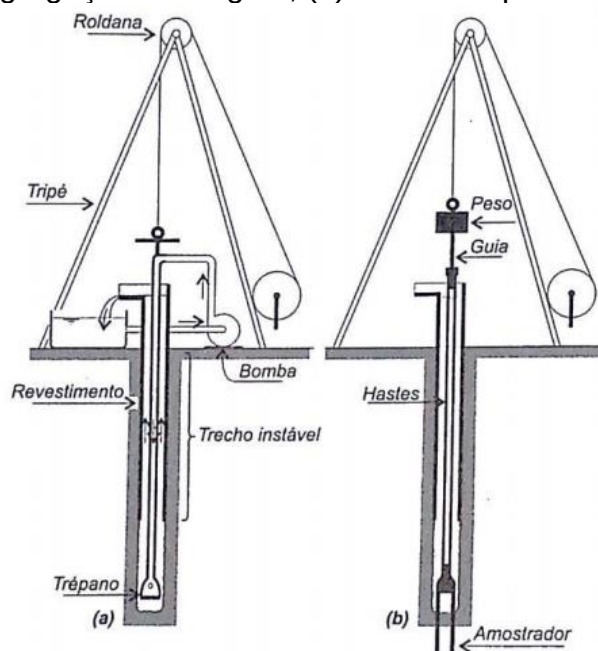
Oliveira e Brito (2011) citam a existência de dois tipos de métodos de investigação, sendo os métodos diretos e indiretos. Como exemplo de indiretos, tem-se a investigação de superfície e os métodos geofísicos. Já os métodos diretos, consistem nas investigações mecânicas, podendo ser realizadas por poço e trincheira

de inspeção, por sondagem a varejão, a trado, a percussão, rotativa e a rotopercussão.

O processo de investigação mais comum usado no Brasil consiste na sondagem a percussão ou sondagem de simples reconhecimento ou também chamado de sondagem com SPT (OLIVEIRA e BRITO, 2011). A ABNT (2001) define SPT como sendo o ensaio em que se obtém o índice de resistência a penetração.

Durante a execução do ensaio SPT o processo de perfuração é interrompido a cada metro, no qual há a cravação de um amostrador normatizado por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura, como o ilustrado na Figura 13. O amostrador Terzaghi, tubo de aço padronizado, tem 2" de diâmetro externo e 1 3/8" de interno. É anotado o número de golpes para cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45 cm. A soma do número de golpes necessários à penetração do últimos 30 cm do amostrador é identificada por N. A cada metro perfurado, são recolhidas amostras do solo retido dentro do amostrador, no qual a partir delas são obtidos a classificação visual e identificação quanto a granulometria (VELLOSO e LOPES, 2004).

Figura 13 – Etapas da execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Rebello (2008) cita que durante o procedimento de investigação ao encontrar água ou o material não apresentar coesão é necessário que a perfuração passe a ser por meio de circulação de água, onde o amostrador é substituído por uma ponteira com hastes cortantes que injeta água e permite a rotação, chamada trépano.

Os resultados do ensaio de sondagem são dados através de um perfil de sondagem, no qual contém a cota do nível d'água, a data, o número de golpes a cada 15 cm, de um total de 45 cm, e a cada metro é dado o tipo de solo, cor, consistência e compactidade. A partir dos resultados do N_{SPT} , pode-se obter a compactidade e consistência dos materiais, como mostra o Quadro 2.

Quadro 2 – Estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)
As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se a deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: ABNT (2001).

Se faz necessário a investigação de simples reconhecimento para obtenção de informações, como o nível do lençol subterrâneo, o perfil do solo metro a metro e a determinação da resistência do solo às tensões. É a partir desses dados coletados que são tomadas decisões em relação ao projeto, no qual exerce influência na escolha do tipo, cota de implantação e dimensões de uma fundação (CAPUTO, 1988).

De acordo com ABNT (1983), a quantidade de furos para sondagem com SPT é determinada pela norma NBR 8036. Estipula a quantidade de furos de acordo com a Quadro 3. Também especifica no mínimo três furos com distância máxima entre elas de 100 m nos casos em que não houver ainda disposição em planta dos edifícios.

Quadro 3– Quantidade de furos de acordo com a NBR 8036:1983.

Área – m²	Quantidade de furos
Até 200m ²	2 para área da projeção em planta do edifício
200m ² e 400m ²	Mínimo 3 furos
até 1200 m ²	1 furo a cada 200 m ²
1200 m ² a 2400 m ²	1 furo a cada 400 m ² para o que exceder após os 1200 m ²
Acima de 2400 m ²	Definido de acordo com o plano particular da construção

Fonte: Autor (2018).

Quanto a localização da sondagem a percussão a norma estipula que deve ser disposta ao longo de um mesmo alinhamento quando o número de furos for maior que três. Também determina que na fase de estudos preliminares ou de planejamento da construção os furos devem estar dispostos em toda a área de forma igualmente distribuída, e na fase projeto a escolha da localização dos furos fica a critério específico que leve em conta pormenores estruturais (ABNT, 1983).

De acordo com a ABNT (1983), deve-se realizar a investigação geotécnica até a profundidade na qual o solo não esteja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, a NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios fixa como critério a profundidade na qual o acréscimo de pressão no solo for menor do que 10% da pressão geostática efetiva.

A ABNT (1983) determina que a profundidade a ser explorada na sondagem com SPT pode ser estimada, para isso é necessário informação que definem o tipo de edifício, as características particulares de sua estrutura, as suas dimensões em planta, a forma da área carregada e as condições geotécnica e topográficas locais.

2.2.1 Parâmetros do solo

Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA et al., 2011) a partir dos valores obtidos com índice de resistência a penetração do SPT obteve uma correlação para estimativa do valor da coesão com a Equação 1:

$$c = 10 N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad (1)$$

Godoy (1983 apud CINTRA et al., 2011) propôs a estimativa do ângulo de atrito na condição não drenada, através da Equação 2:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{SPT} \quad (2)$$

Já Teixeira (1996 apud CINTRA et al., 2011) em suas correlações empíricas considerou a Equação 3:

$$\phi = \sqrt{20 N_{SPT}} + 15^\circ \quad (3)$$

Para obtenção do peso específico do solo é necessário o conhecimento do N_{SPT} e consistência do material. A partir dos dados, é possível obter através das Tabelas 1 e 2 os valores aproximados do peso específico, tanto para solos argilosos e para arenosos (GODOY, 1972 apud CINTRA et al., 2011).

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos.

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972 apud CINTRA et al., 2011).

Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos.

N_{SPT}	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouca Compacta			
9 – 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
>40	Muito Compacta			

Fonte: Godoy (1972 apud CINTRA et al., 2011).

De acordo com Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA et al., 2011) para obtenção do módulo de deformabilidade do solo (E_s) utiliza-se correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), no qual apresentam a Equação 4. No qual o fator α de correlação pode ser obtido por meio da Tabela 3 e o coeficiente K da Tabela 4, sendo os dois dependentes do tipo de solo.

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (4)$$

Tabela 3 – Fator de α correlação de E_s .

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA et al., 2011).

Tabela 4 – Coeficiente K de correlação.

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA et al., 2011).

Em contrapartida, para obtenção do coeficiente de Poisson não é necessário realizar correlações com o ensaio N_{SPT} , os valores podem ser obtidos por meio da Tabela 5.

Tabela 5 – Coeficiente de Poisson.

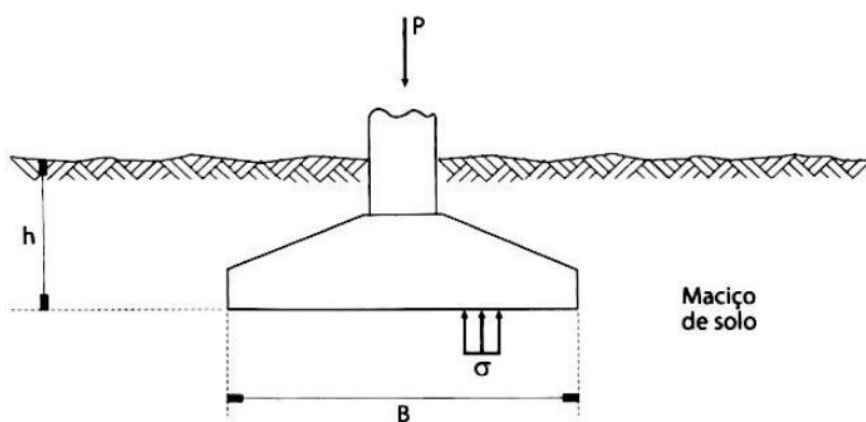
Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996, apud CINTRA et al., 2011).

2.3 Capacidade de carga

Alonso (2003) define como capacidade de carga a qual uma carga aplicada em um elemento de fundação provocará a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural, podendo ser obtida pelo menor valor entre a resistência do solo que suporta o elemento estrutural e a resistência estrutural composto na fundação.

Para exemplificar essa tensão de ruptura é necessário considerar uma sapata retangular, na qual é aplicada progressivamente uma carga P , que se encontra assentada à uma profundidade h em relação à superfície e com largura B e comprimento L . Assim, será gerado uma tensão média ($\sigma=P/BL$) que será transmitida ao solo (Figura 14) a tensão de ruptura será gerada com o aumento gradativo da força P e consequentemente da tensão e assim provocará o surgimento de uma superfície potencial de ruptura no interior do maciço de solo (CINTRA et al., 2011).

Figura 14 – Sapata de concreto armado embutida no solo.

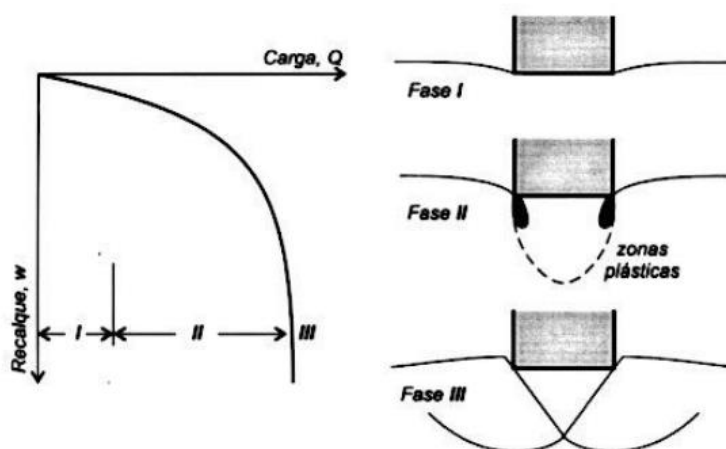
Fonte: Cintra et al. (2003).

A interação do sistema sapata-solo é o que define a capacidade de carga, sendo que a tensão de ruptura depende dos parâmetros de resistência do maciço de

solo e também depende das características da sapata, como sua geometria e profundidade de embutimento. Logo, a capacidade de carga de um sistema sapata-solo é a tensão que provocará o colapso do maciço de solo em que a fundação se encontrará embutida ou apoiada. (CINTRA et al., 2003).

De acordo com Kézdi (1970 apud VELLOSO e LOPES, 2004), define-se a capacidade de carga na ruptura com a relação da carga submetida Q e os deslocamentos verticais ou recalques (w), observa-se assim a existência de três fases durante a aplicação progressiva da carga, como mostra a Figura 15. A primeira fase, elástica, é definida com recalques reversíveis no qual a carga aplicada será proporcional ao recalque e a velocidade de deformação se estabiliza e após diminui e tende para zero. A segunda fase, plástica, promove recalques irreversíveis e assim a velocidade de recalque não diminui mesmo para carga constante, aparecendo inicialmente nas bordas da fundação. A última fase é quando ocorre a ruptura do solo promovido pela velocidade de recalque que cresce continuamente.

Figura 15 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical.



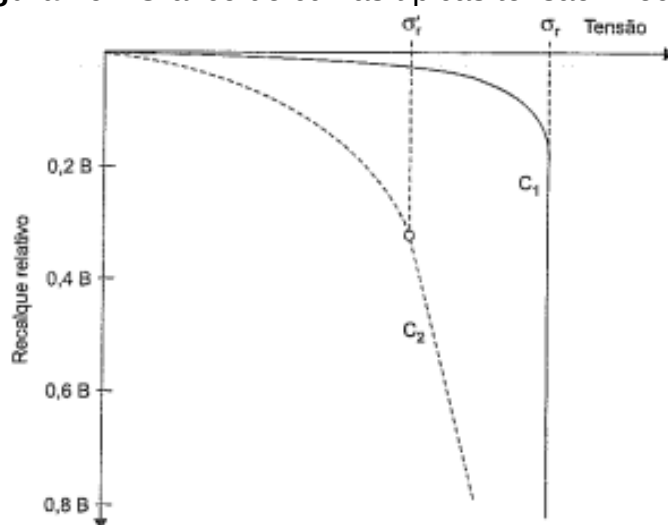
Fonte: Kézdi (1970 apud VELLOSO e LOPES, 2004).

2.3.1 Modos de ruptura

A capacidade de carga está associada ao modo de ruptura, podendo ser do tipo frágil e do tipo dúctil. A ruptura frágil se caracteriza por fazer a sapata girar e provocar o levantamento de uma porção de solo para cima da superfície do terreno, já a ruptura dúctil caracteriza-se por promover deslocamentos significativos da sapata para baixo, sem provocar desaprumo (CINTRA et al., 2011).

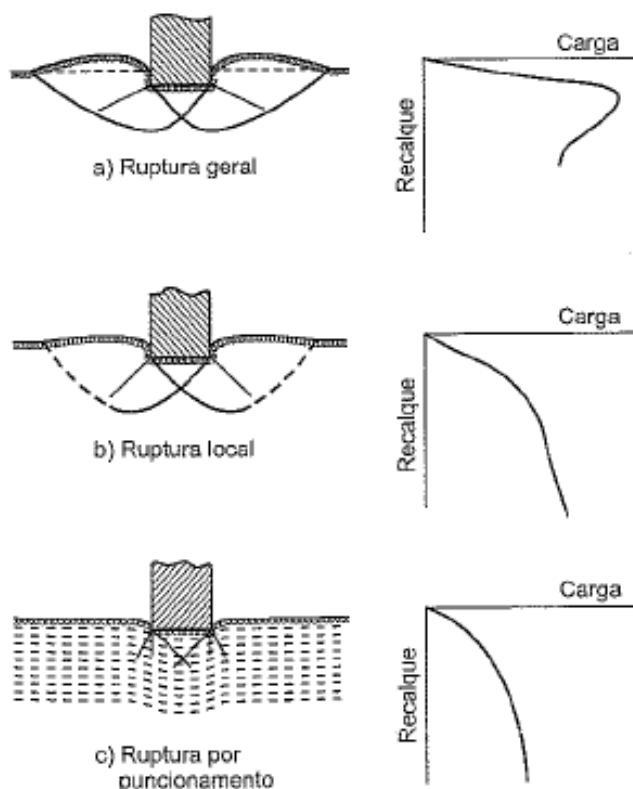
Terzaghi (1943 apud CINTRA et al., 2003) foi o primeiro a distinguir os tipos de ruptura, ele dividiu os modos em ruptura geral e local. A partir do gráfico tensão x recalque se obtém o tipo de ruptura do solo, quando a curva e a ruptura não ficam bem definida é denominado ruptura local, já quando a curva e a ruptura são perfeitamente caracterizadas pela abscissa da tangente vertical à curva tem-se uma ruptura geral. Na Figura 16, a curva C_1 caracteriza a ruptura geral e a curva C_2 a local.

Figura 16 – Gráfico de curvas típicas tensão x recalque.



Fonte: Terzaghi (1943 apud CINTRA et al., 2003).

Posteriormente, Vesic (1975 apud HOLANDA, 1998) fez uma análise detalhada desses modos de ruptura e classificou sendo de três tipos, generalizada, localizada e por puncionamento. A ruptura geral caracteriza-se por ser repentina e possuir a carga bem definida, onde ocorre que da borda da base do elemento estrutural de fundação até a superfície do terreno é criada uma superfície de deslizamento (Figura 17a). A ruptura por puncionamento difere-se da geral por não promover movimento de solo na superfície, a aplicação de carga atua com a compressão do solo subjacente fazendo com que o elemento estrutural afunde significativamente, portanto é difícil de ser observada (Figura 17b). Por fim, a ruptura local, apresenta-se como um caso intermediário das rupturas, no qual não apresenta um mecanismo típico e assim possuindo algumas características dos outros dois modos, global e por puncionamento (Figura 17c).

Figura 17 – Modos de ruptura.

Fonte: Vesic (1975 apud CINTRA et al., 2003).

A ruptura geral ocorre nos casos de solos mais resistentes que são menos deformáveis, já a ruptura por punção é comum em solos menos resistentes, ou seja, mais deformáveis. No caso da ruptura local, por estar em um caso intermediário entre as rupturas, vai ocorrer em solos de média compactidade ou consistência como areias medianamente compactas e argilas médias. Assim, o tipo de ruptura que ocorre depende da compressibilidade relativa do solo, em determinada situação de geometria e carregamento (VELLOSO e LOPES, 2004).

O modo de ruptura também depende de alguns fatores além da compressibilidade relativa. Velloso e Lopes (2004), definiu que os fatores que influenciam no modo de ruptura são as propriedades do solo (relação rigidez/resistência), a geometria do carregamento (profundidade relativa e geometria em planta) e as tensões iniciais. Percebe-se que quanto maior a rigidez e maior o coeficiente de empuxo inicial, mais próxima estará da ruptura generalizada.

2.3.2 Métodos teóricos

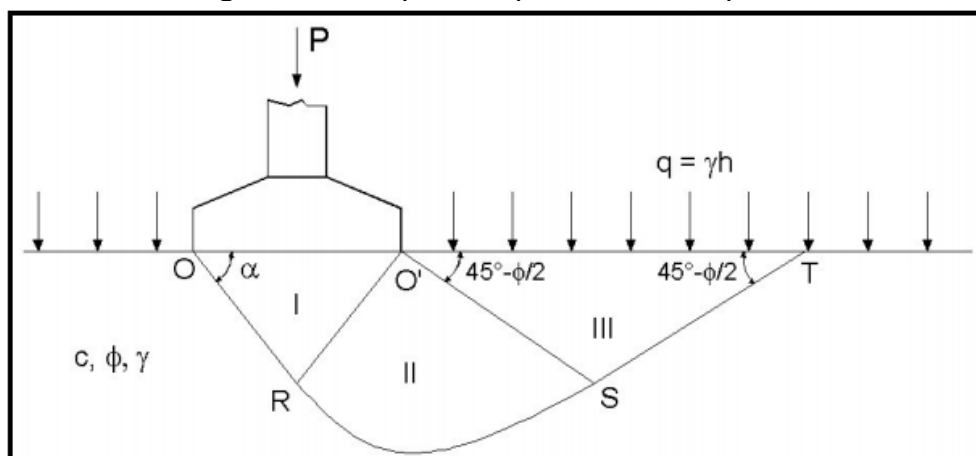
Métodos teóricos são aqueles no qual permite o cálculo da capacidade de carga do conjunto solo-fundação. Para isso, se faz necessário a obtenção de dados do solo estudado, como o ângulo de atrito e a coesão do solo. A NBR 6122 diz que esses tipos de métodos podem ser empregados nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento drenado ou não (ABNT, 2010).

2.3.2.1 Teoria de Terzaghi

Terzaghi (1943 apud MIOZZO, 2007), desenvolveu uma teoria de capacidade de carga vertical para um sistema sapata-solo horizontal. Para elaboração do método ele considerou três hipóteses básicas:

- 1) Para simplificar o problema para um caso bidimensional, definiu que a sapata é corrida, com um comprimento bem maior que a largura ($L > B$).
- 2) Propôs uma simplificação desconsiderando a resistência ao cisalhamento de solo situado acima, onde a profundidade de assentamento é menor que à largura da sapata ($h \leq B$), e assim substituindo a camada de solo de espessura h e peso específico efetivo γ por uma sobrecarga $q = \gamma h$;
- 3) Caracterizou como um caso de ruptura geral, onde o solo sob a base da sapata é compacto ou rijo.

A partir dessas hipóteses, Terzaghi (1943 apud MIOZZO, 2007) definiu a superfície potencial de ruptura, ORST, no qual são formadas três zonas diferentes no maciço de solo, com coesão, ângulo de atrito e peso específico (Figura 18). A primeira zona permanece em estado elástico, atua como parte da sapata e penetra o solo como uma cunha, provando o deslocamento lateral a segunda zona, que conseqüentemente empurra para cima a terceira zona.

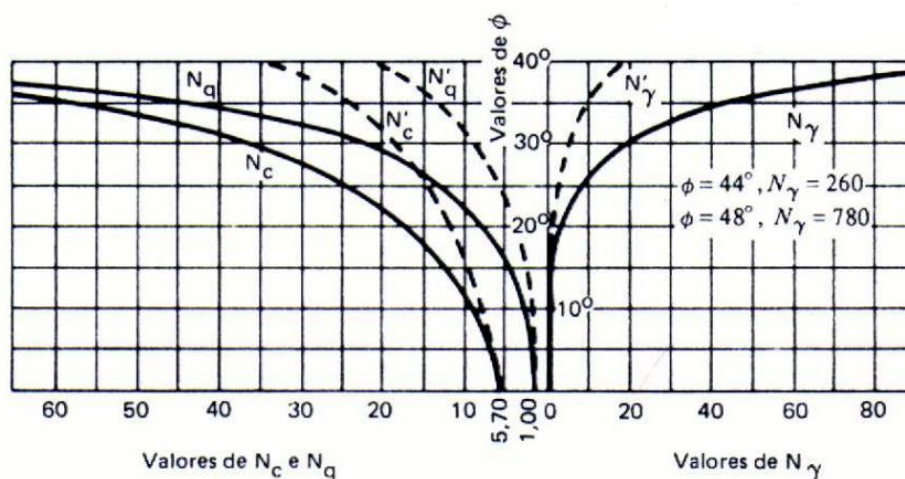
Figura 18 – Superfície potencial de ruptura.

Fonte: Terzaghi (1943 apud MIOZZO, 2007).

Com a superfície potencial de ruptura esquematizada, define-se a capacidade de carga constituindo de três componentes de contribuições. O primeiro, é a coesão e atrito de um material sem peso e sem sobrecarga, o segundo é o atrito de um material sem peso, com sobrecarga e o terceiro o atrito de um material com peso, sem sobrecarga. De acordo com Cintra et al. (2011), esses componentes dão origem a Equação 5 de capacidade de carga, onde “ σ_r ” é a tensão de ruptura do solo, “ γ ” o peso específico do solo, “ B ” a largura total da fundação, q a sobrecarga e “ c ” a coesão do solo.

$$\sigma_r = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (5)$$

Em que N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga referentes à coesão, à sobrecarga e ao peso do solo, respectivamente. Todos os fatores de capacidade de carga são adimensionais que dependem unicamente de ϕ . São obtidos através do gráfico da Figura 19 de Meyerhof (1955).

Figura 19 – Fatores de capacidade de carga.

Fonte: Terzaghi e Peck (1967 apud CINTRA et al., 2003).

Posteriormente, Terzaghi e Peck (1967 apud MIOZZO, 2007) consideraram o efeito da forma da sapata e assim foi determinada como a Equação 6, a capacidade de carga na ruptura geral.

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (6)$$

Em que S_c , S_q e S_γ são denominados fatores de forma, cujos valores constam na Tabela 6:

Tabela 6 – Fatores de forma.

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada ($B=L$)	1,2	1	0,8
Circular ($B=\text{diâmetro}$)	1,2	1	0,6

Fonte: Terzaghi e Peck (1967 apud CINTRA et al., 2011).

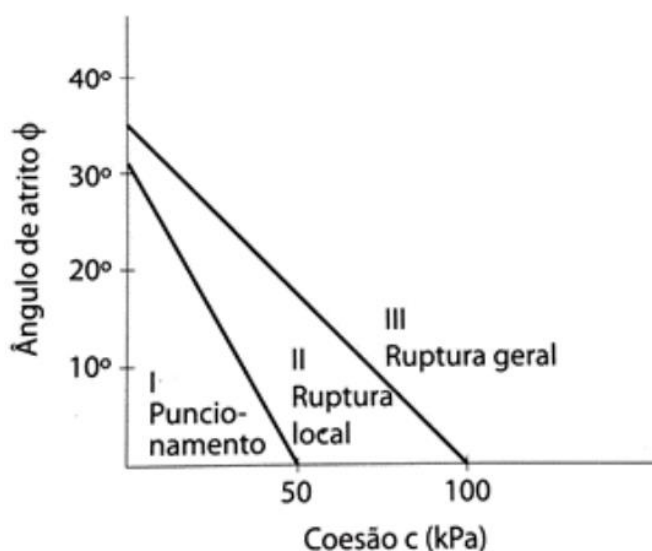
Terzaghi (1943 apud CINTRA et al., 2011), também propôs o cálculo da capacidade de carga para solos com ruptura local ou por puncionamento, utilizando a fórmula da ruptura geral e adicionando uma redução empírica nos parâmetros de resistência do solo, coesão com a Equação 7 e ângulo de atrito com a Equação 8, gerando assim novos fatores de carga.

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (7)$$

$$\operatorname{tg} \phi^* = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \phi \quad (8)$$

Assim, a partir das equações formuladas da capacidade de carga, tanto na ruptura geral e ruptura local/por puncionamento, observa-se que para sua determinação é necessário valores das variáveis tanto do solo quanto do elemento estrutural, formando assim um sistema em conjunto solo-sapata. As variáveis necessárias são o embutimento da sapata no maciço de solo, as dimensões da base da sapata e os parâmetros do solo. O modo de ruptura é definido por meio da Figura 20.

Figura 20 – Gráfico dos mecanismos de ruptura.



Fonte: Cintra et al. (2011).

2.3.2.2 Proposição de Vesic

Vesic (1975 apud CINTRA et al., 2011), seguindo de referência a equação de capacidade de carga de ruptura geral proposta por Terzaghi, promoveu duas substituições, sendo a primeira o fator de capacidade de carga N_γ , propondo que seja utilizado os valores numéricos obtidos por Caquot-Kérisel em 1953. Assim, calcula-se os valores dos fatores de capacidade de carga em função do ângulo (ϕ) de atrito interno do solo, podendo ser obtidos através da Tabela 7:

Tabela 7 – Fatores de capacidade de carga.
(Continua)

$\Phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,04	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75

Tabela 7 – Fatores de capacidade de carga.
(Conclusão)

$\Phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

Fonte: Vesic (1975 apud CINTRA et al., 2011).

A segunda substituição foram os fatores de forma, no qual foi levado em consideração que exercia influencia não apenas a geometria da sapata, mas também o ângulo de atrito interno do solo. Assim propondo utilizar os valores obtidos por De Berr (1967 apud CINTRA et al., 2003) e modificados por Vesic de acordo com a Tabela 8:

Tabela 8 – Fatores de forma.

Sapata	S_c	S_q	S_{γ}
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1+(B/L) (N_q/N_c)$	$1+(B/L) \text{tg } \phi$	$1-0,4(B/L)$
Circular ou quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+ \text{tg } \phi$	0,6

Fonte: Vesic (1975 apud CINTRA et al., 2011).

Para o cálculo de capacidade de carga para ruptura de puncionamento, Vesic (1974 apud CINTRA et al., 2011) utiliza a redução proposta por Terzaghi. Já para a ruptura local, calcula-se a capacidade de carga geral e por puncionamento e obtém-se uma média dos dois modos.

2.3.3 Métodos semiempíricos

A ABNT (2010), define como métodos semiempíricos aqueles nos qual relacionam resultados de ensaios, como o SPT e CPT, com tensões admissíveis. Para aplicação dessas correlações empíricas é necessário analisar a origem e validade das formulações. Os métodos aqui a serem considerados resultam de correlações com ensaios SPT e serão exemplificados através da Tabela 9 simplificadamente.

Tabela 9 – Métodos semiempíricos de tensão admissível.

(Continua)

ALONSO (1943) e TEIXEIRA E GODOY (1996) N _{SPT} = resultado do SPT σ _{adm} = tensão admissível (MPa)	$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50}$ Para Alonso: N _{SPT} ≤ 20 Teixeira: 5 < N _{SPT} < 20.								
MELLO (1975) N _{SPT} = resultado do SPT σ _{adm} = tensão admissível (kN/m²)	$\sigma_{adm} = 100 (\sqrt{N_{SPT}} - 1)$ 4 ≤ N _{SPT} ≤ 16.								
MEIO TÉCNICO N _{SPT} = resultado do SPT σ _{adm} = tensão admissível (MPa)	$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} + q$ 5 ≤ N _{SPT} ≤ 20								
DÉCOURT (1992) N _{SPT} = resultado do SPT σ _{adm} = tensão admissível (MPa)	Argilas: $\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{30}$ Areias: $\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{40}$								
RUVER (2005) N _{SPT,60} = resultado SPT com correção para energia de 60%. σ _{adm} = tensão admissível (kN/m²) 30cm > B > 160cm	Limite superior: $\sigma_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} + 6,41 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3 \cdot N_{SPT,60} + 167,3}$ Limite inferior: $\sigma_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} - 6,41 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3 \cdot N_{SPT,60} + 167,3}$								
BOWLES (1997) N ₅₅ = resultado SPT ajustado para 55% de energia K _d = coeficiente de relação do tamanho com a profundidade da fundação B = base da fundação D = profundidade da fundação F = coeficiente σ _{adm} = tensão admissível	$\sigma_{adm} = \frac{N_{55}}{F_1} \cdot K_d \quad B \leq F_4$ $\sigma_{adm} = \frac{N_{55}}{F_2} \cdot \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 \cdot K_d \quad B > F_4$ $K_d = 1 + 0,33 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) \leq 1,33$ <table border="1" data-bbox="917 1892 1244 2027"> <tr> <td>F1</td> <td>0,05</td> </tr> <tr> <td>F2</td> <td>0,08</td> </tr> <tr> <td>F3</td> <td>0,3</td> </tr> <tr> <td>F4</td> <td>1,2</td> </tr> </table>	F1	0,05	F2	0,08	F3	0,3	F4	1,2
F1	0,05								
F2	0,08								
F3	0,3								
F4	1,2								

Tabela 9 – Métodos semiempíricos de tensão admissível.
(Conclusão)

TENG (1962)	
N= resultado do SPT	
R'w =fator de redução pelo nível do lençol freático obtido por gráfico	$\sigma_{adm} = 720 \cdot (N - 3) \cdot \left[\frac{B + 1}{2 \cdot B} \right]^2 \cdot R'_w$
B= base da fundação	
db = distância entre o nível da água e a base da fundação	
σadm= tensão admissível (psf)	
PARRY (1977)	
qult = tensão de rompimento	$q_{ult} = 30 \cdot N_m$
Nm = valor do NSPT	
PECK (1974)	
Cn = fator de sobrecarga	
σ' = tensão efetiva do solo no ponto de medida	$Cn = \left(\frac{Pa}{\sigma'} \right)^{0,5} \quad \text{sendo } Pa = 100kPa$
N60 = o NSPT corrigido para energia de 60%	$N_{1(60)} = Cn \cdot N_{60}$
σadm = tensão admissível	$\sigma_{adm} = 10,6 \cdot N_{1(60)}$
BURLAND E BURBIDGE (1985)	
N60 = NSPT corrigido para energia de 60%	
T = coeficiente de valor igual a 2,23	$\sigma_{adm} = 2540 \cdot \frac{N_{60}^{1,4}}{10^T \cdot B^{0,75}}$
B = dimensão da base da fundação	
σadm = tensão admissível	

Fonte: Autor (2018).

2.3.4 Prova de carga em placa

De acordo com a ABNT (2010) a prova de carga em placa é um ensaio no qual apresentam resultados que levam em consideração as camadas influenciadas de solo e a relação modelo-protótipo, esse ensaio deve seguir a ABNT NBR 6489/1984.

Consiste em um método experimental para obtenção da capacidade de carga, no qual é feito a instalação de uma placa circular de 80 cm rígida e de aço, na

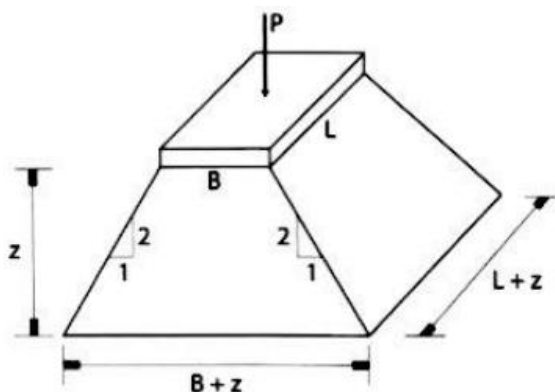
mesma cota de projeto da base das sapatas e aplicação de carga em estágios, com medida simultânea de recalques (HACHICH, 1998).

A partir da aplicação de força na placa são monitorados a pressão aplicada e o recalque do solo, assim podendo após ser extraído uma curva de tensão x recalque, no qual pode ser obtido a tensão de ruptura (CINTRA et al., 2011). A ABNT (1984) relata que os resultados obtidos do ensaio serão representados pela curva onde figuram as observações feitas no início e fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos.

2.3.5 Solo não-homogêneo

É comum a existência de maciço de solo estratificado em distintas camadas. Para analisar esse caso é necessário identificar a propagação de tensões, chamado de bulbo de tensões, que é quantificada como sendo de profundidade de duas vezes a menor dimensão da sapata ($z = 2B$) na qual corresponde a 10% da tensão que se propaga, como ilustrado na Figura 21 (CINTRA et al., 2011).

Figura 21 – Propagação de tensões segundo uma inclinação 1:2.



Fonte: Perloff e Baron (1976 apud CINTRA et al., 2011).

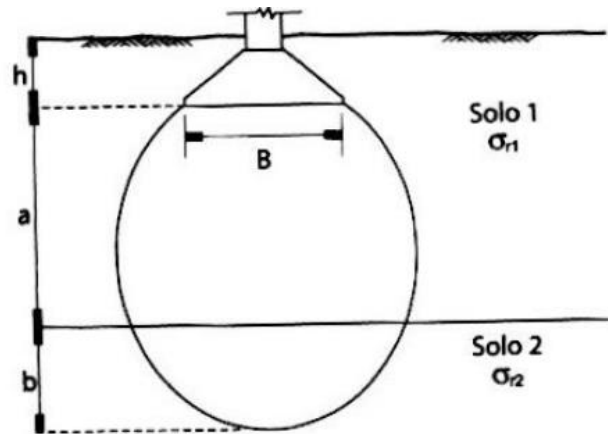
Cintra et al. (2011) mencionam que para o cálculo da capacidade de carga de uma sapata embutida em duas camadas de solo distintas, é necessário seguir as etapas a seguir:

- 1º) Calcular a capacidade carga para a primeira camada (σ_{r1})
- 2º) Calcular a capacidade carga para a segunda camada (σ_{r2}), admitindo a sapata apoiada no topo da segunda camada.
- 3º) Comparar os valores de σ_{r1} e σ_{r2} .

- a) Se $\sigma_{r1} \leq \sigma_{r2}$, adota-se a capacidade do sistema (σ_r) igual a σ_{r1} .
- b) Se $\sigma_{r1} > \sigma_{r2}$, é necessário determinar uma média ponderada dos dois valores, onde a e b são determinadas como mostra a Figura 22, assim sendo calculado a partir da Equação 9:

$$\sigma_{r1,2} = \frac{a \sigma_{r1} + b \sigma_{r2}}{a + b} \quad (9)$$

Figura 22 – Segunda camada atingida pelo bulbo de tensões.



Fonte: Cintra et al. (2011).

Depois de calculado a média é necessário verificar a parcela da propagação dessa tensão até o topo da segunda camada ($\Delta\sigma$), através da Equação 10:

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_{r1,2} B L}{(B + z) (L + z)} \quad (10)$$

Se $\Delta\sigma \leq \sigma_{r2}$, adota-se a capacidade do sistema (σ_r) igual a $\sigma_{r1,2}$.

Se $\Delta\sigma > \sigma_{r2}$, é necessário reduzir o valor da capacidade de carga, utilizando a Equação 11.

$$\sigma_r = \sigma_{r1,2} \frac{\sigma_{r2}}{\Delta\sigma} \quad (11)$$

2.3.6 Solo saturados e não-saturados

Alonso (2003) demonstra que os solos colapsíveis, podem ser comportar por algum tempo satisfatoriamente, mas a fundação apoiada nesse tipo de solo fica sujeita a sofrer um recalque adicional de grande magnitude quando o mesmo sofrer saturação. Observa-se assim que, quanto mais seco o solo maior será a capacidade de carga apresentada e em contrapartida quanto mais úmido menor será.

Cintra et al. (2003), citam que os parâmetros de resistência dependem das condições do carregamento em solos saturados. Onde a condição não-drenada se mostra como crítica no cálculo da capacidade de carga. De acordo com Cintra (1998 apud CINTRA et al., 2011), geralmente os solos não-saturados porosos são colapsíveis.

2.3.7 Tensão admissível

De acordo com a ABNT (2010), a tensão admissível é a tensão aplicada ao terreno pela fundação superficial, na qual são aplicadas coeficientes de acordo com os estados limites, de serviço ou último, para que seja adotada em projeto. A norma ainda admite que o coeficiente que será usado depende do método de cálculo da capacidade de carga utilizado, assim como consta na Tabela 10.

Tabela 10 – Fundações superficiais – Fatores de segurança.

Métodos para determinação da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	3,00
Semi-empíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	2,00

^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.

^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Fonte: Adaptada da ABNT (2010).

De acordo com Alonso (2003), a partir da obtenção do fator de segurança (F_s) e do valor da capacidade de carga de ruptura (σ_r), pode-se obter a tensão admissível com a Equação 12.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{F_s} \quad (12)$$

A partir da determinação da tensão admissível é necessário verificar se os valores de recalques atendem ao exigido, sendo que deve apresentar valor inferior, para que se possa utilizar tal tensão admissível. Caso ocorra recalques excessivos é necessária a redução dessa tensão, até que seja encontrado um valor obtendo recalques admissíveis (ALONSO, 2003).

De acordo com Cintra et al. (2011), após conhecido a força vertical aplicada no topo da sapata (P_i) e determinada a tensão admissível (σ_a), pode ser determinado as dimensões da sapata, a partir do cálculo da área da base (A_b) obtido da Equação 13.

$$A_B \geq \frac{P_i}{\sigma_{adm}} \quad (13)$$

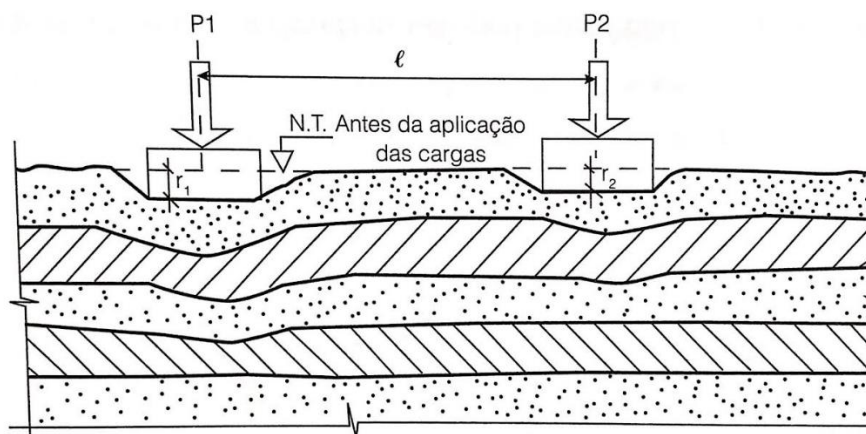
No entanto, para os cálculos de capacidade de carga e recalque é necessário das dimensões da base, por esse motivo é necessário adotar previamente tal valor.

2.4 Recalque

Cintra et al. (2011) define recalque de uma sapata como sendo o deslocamento vertical para baixo, da base da sapata em relação a uma referência fixa, que é ocasionado pela diminuição de volume e/ou mudança de forma do maciço de solo.

Alonso (2003) define o recalque absoluto de um elemento de fundação como o deslocamento vertical descendente, já o recalque diferencial como sendo a diferença entre os recalques absolutos de dois elementos da fundação, como ilustrado na Figura 23.

Figura 23 – Recalques absolutos (r_1 e r_2) e diferenciais ($\Delta = r_1 - r_2$).



Fonte: Alonso (2003).

Há pontos que recalcam mais do que os outros, logo os recalques não serão uniformes, o que ocasiona o surgimento dos recalques diferenciais. Caputo (1985) define esse tipo de recalque sendo assim mais importante por causar maior dano.

O recalque diferencial pode impor distorções à estrutura, surgindo assim a distorção angular. Definido como sendo a relação entre o recalque diferencial e a distância entre os elementos de fundação (Δ/l). Assim, observando que para a distorção angular ser nula, todos os elementos de fundação devem sofrer o mesmo recalque absoluto (ALONSO, 2003).

Assim, Cintra et al. (2003) classifica os recalques, como recalque absoluto ou total (ρ) da fundação e recalque diferencial ou relativo (δ) entre duas fundações e considera a distorção angular ou recalque diferencial específico (δ/l). Devido ao edifício sofrer movimentos verticais podendo ser acompanhados de inclinação.

Simons (1981) divide em três categorias o recalque do solo causada por cargas. Sendo assim o recalque imediato ou elástico (ρ_i) que ocorre imediatamente após a aplicação da carga, sem variação de volume do solo. O recalque por adensamento primário (ρ_c) que é o resultado de uma alteração de volume em solos coesivos saturados devido a dissipação do excesso da pressão neutra. Por último, o recalque por compressão secundária (ρ_s) que é consequência do ajuste plástico da estrutura do solo.

Logo, a soma dos três tipos de recalque é chamada de recalque total (ρ_T), determinada pela Equação 14. Os cálculos do recalque elástico geralmente têm base

nas equações derivada da teoria da elasticidade. Já o recalque por adensamento pode ser estimado pela formula teórica de Terzaghi, onde é imprescindível seu cálculo para argilas saturadas (DAS, 2013).

$$\rho_T = \rho_c + \rho_s + \rho_i \quad (14)$$

De acordo com Velloso e Lopes (2004), são classificadas em categorias para a previsão de recalques imediatos, que são os métodos racionais, os métodos semiempíricos, prova de carga anteriormente mencionado e os métodos empíricos, que são aqueles no qual são utilizadas tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos, embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali indicadas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

2.4.1 Métodos racionais

Os parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou in situ (ensaio pressiométrico e de placa), são combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos.

2.4.1.1 Teoria da Elasticidade

De acordo com Craig (2007), o recalque imediato (ρ_i) é determinado considerando uma sapata de largura ou diâmetro B apoiada numa camada argilosa semi-infinita, homogênea, de acordo com a Equação 15.

$$\rho_i = q B \left[\frac{1 - \nu^2}{E} \right] I_p \quad (15)$$

Sendo “ ν ” o coeficiente de Poisson do solo, “ I_p ” o fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata, “ E ” o módulo de deformabilidade e “ q ” a tensão média na superfície de contato da base da sapata com o topo da argila. O coeficiente de Poisson é definido pela relação entre a deformação radial de expansão e a deformação vertical de compressão. Já o valor de I_p é obtido na Tabela 11, dependendo da forma e rigidez da sapata (CRAIG, 2007).

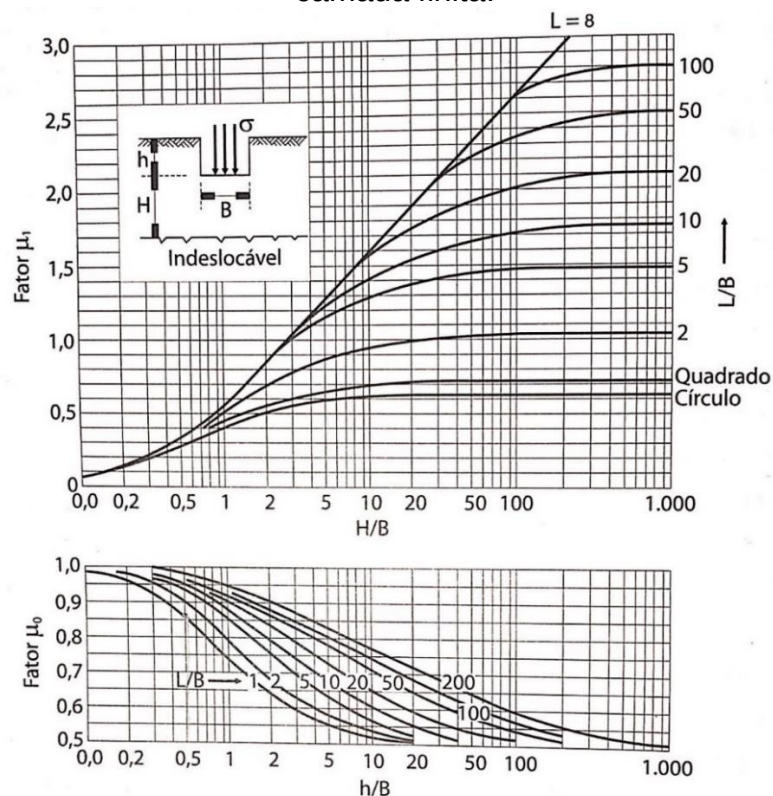
Tabela 11 – Fator de influência I_p .

Forma	Sapata flexível			Rígida
	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B=1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

Fonte: Perloff e Baron (1976 apud CINTRA et al., 2011).

Para a condição da camada de solo de meio elástico homogêneo de espessura finita, a teoria da elasticidade é adaptada por meio da Equação 16. Onde μ_0 e μ_1 são fatores de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo, obtidos através da Figura 24 (CRAIG, 2007).

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{q B}{E} \quad (16)$$

Figura 24 – Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada finita.

Fonte: Janbu et al. (1956 apud CINTRA et al., 2003).

2.4.1.2 Método de Schmertmann

Para o caso de solos arenosos, foi desenvolvido um método adaptado da Teoria da Elasticidade, como consequência de ser um tipo de solo que não apresenta módulo de deformabilidade constante com a profundidade. De acordo com Schmertman (1978 apud BUNGENSTAB, 2011), o recalque imediato (ρ_i) pode ser calculado a partir da Equação 17.

$$\rho_i = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) \quad (17)$$

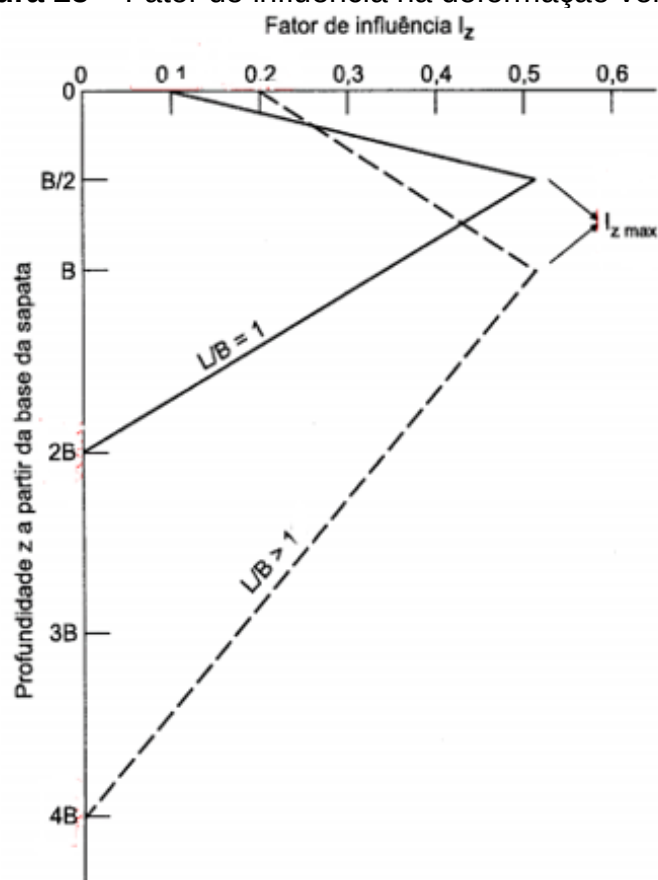
Onde C_1 é o fator de correção do recalque devido ao embutimento da sapata e C_2 o fator de correção devido ao tempo em que a carga está aplicada ao solo. Assim, podem ser calculadas através das Equações 18 e 19, sendo “ q ” a tensão efetiva na cota de assentamento da fundação, “ t ” o tempo de aplicação do carregamento, expresso em anos e “ σ^* ” a tensão líquida aplicada à sapata (SCHMERTMAN 1978 apud BUNGENSTAB, 2011).

$$C_1 = 1,0 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (18)$$

$$C_2 = 1,0 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (19)$$

Schmertman (1978 apud BUNGENSTAB, 2011), propôs um fator simplificado de influência da deformação vertical (I_z) que varia bilinearmente com a profundidade, de acordo com a Figura 25. Onde o bulbo de recalques para sapata corrida é 4B, enquanto para sapatas quadradas é 2B.

Figura 25 – Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Schmertman (1978 apud BUNGENSTAB, 2011).

O valor máximo de I_z ocorre em $z = B/2$ para sapata quadrada e $z = B$ para sapata corrida, obtido através da Equação 20. Já para sapatas em que a relação L/B esteja no intervalo de 1 e 10, Schmertmann (1978 apud CINTRA et al., 2003) recomenda resolver pelos dois casos, sapata quadrada e corrida, e depois fazer a interpolação.

$$I_{z \max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (20)$$

2.4.2 Métodos semiempíricos

Os parâmetros de deformabilidade, obtidos por correção com ensaios in situ de penetração, são combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos ou adaptação deles. Os métodos aqui a serem considerados resultam de correlações com ensaios SPT e serão exemplificados através da Tabela 12 simplificadamente.

Tabela 12 – Métodos semiempíricos de recalque.

Método de Terzaghi e Peck (1967)	
q_{adm} = tensão admissível (kgf/cm ²)	$q_{adm} = 4,4 \left(\frac{N - 3}{10} \right) \left(\frac{B + 1'}{2B} \right)^2$
w= recalque (polegada)	(B≥4')
N= número de golpes	
RIVER (2005)	
ρ = recalque em sapatas (mm)	
$N_{SPT,60}$ = correção de energia em 60% do resultado SPT	
B= menor lado da fundação	$\rho = \frac{0,308 q B}{N_{SPT,60}^{0,93}}$
q= tensão aplicada (kN/m ²)	
Burland e Burbidge (1985)	
w= recalque (mm)	$w = q B^{0,7} \frac{1,71}{N^{1,4}} f_s$
q= pressão aplicada (kN/m ²)	$f_s = \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)$
N= média do número de golpes no SPT	

Fonte: Autor (2018).

2.4.3 Tolerância a recalques

De acordo com Cintra et al. (2011), para a distorção angular são dados valores limites de Skempton-MacDonald, no qual, para trincas em paredes de edifícios o valor deve ser igual a 1:300 e para danos estruturais em vigas e colunas de edifícios correntes deve ser de 1:150.

Skempton e MacDonald (1955 apud SIMONS, 1981) também define para recalques diferenciais em areias o valor máximo de 25 mm e para argilas 40 mm. Já para os recalques totais limites para sapatas isoladas, recomenda-se para areias 40 mm e para argilas 65 mm. Os valores recomendados são consideráveis para estruturas usuais de aço ou concreto.

Terzaghi e Peck (1967 apud CRAIG, 2007), recomendam para sapatas em areias os valores admissíveis para o recalque total de até 25 mm e para o recalque diferencial cerca de 20 mm.

De acordo com Velloso e Lopes (2004), os danos provocados pelos deslocamentos podem trazer consequências quanto a aparência visual, na utilização e função e na estabilidade e danos estruturais.

Em relação as distorções angulares, Camargo (2002 apud I.S.E., 1989) estabelece valores limites para o aparecimento de danos na edificação como mostrado na Tabela 13. Velloso e Lopes (2004) demonstram como parâmetro valores limites de distorção angular associado a danos, sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973), como mostra na Figura 26.

Tabela 13 – Valores limites da rotação relativa ou distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes armadas.

	Skempton e MacDonald	Meyerhof	Polshin e Tokar	Bjerrum
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém, recomendado 1/500)	1/500	1/500	1/500

Fonte: Camargo (2002 apud I.S.E., 1989).

Figura 26 – Distorções angulares e danos associados.



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

3. MATERIAS E MÉTODOS

É necessário, inicialmente, abordar as estratégias para o desenvolvimento da metodologia e o delineamento para implementação da pesquisa. Apresenta-se a seguir a origem dos dados a serem utilizados, laudos de sondagens e planta de cargas, e a metodologia de cálculo para determinação da capacidade de carga e recalque apresentados pelos solos estudados.

3.1 Estratégia de pesquisa

A natureza desta pesquisa pode ser classificada como aplicada, por gerar conhecimentos de aplicação prática para a solução de um problema específico. Quanto ao seu objetivo pode ser definida como pesquisa explicativa, por explicar o motivo da ocorrência de um fato com análise e interpretação de resultados.

Do ponto de vista da abordagem dos dados pode ser considerada como uma pesquisa quantitativa, pois se utilizou técnicas estatísticas para a quantificação dos resultados. Já os procedimentos e técnicas de coleta de dados classifica-se como pesquisa bibliográfica, experimental e estudo de caso.

3.2 Delineamento

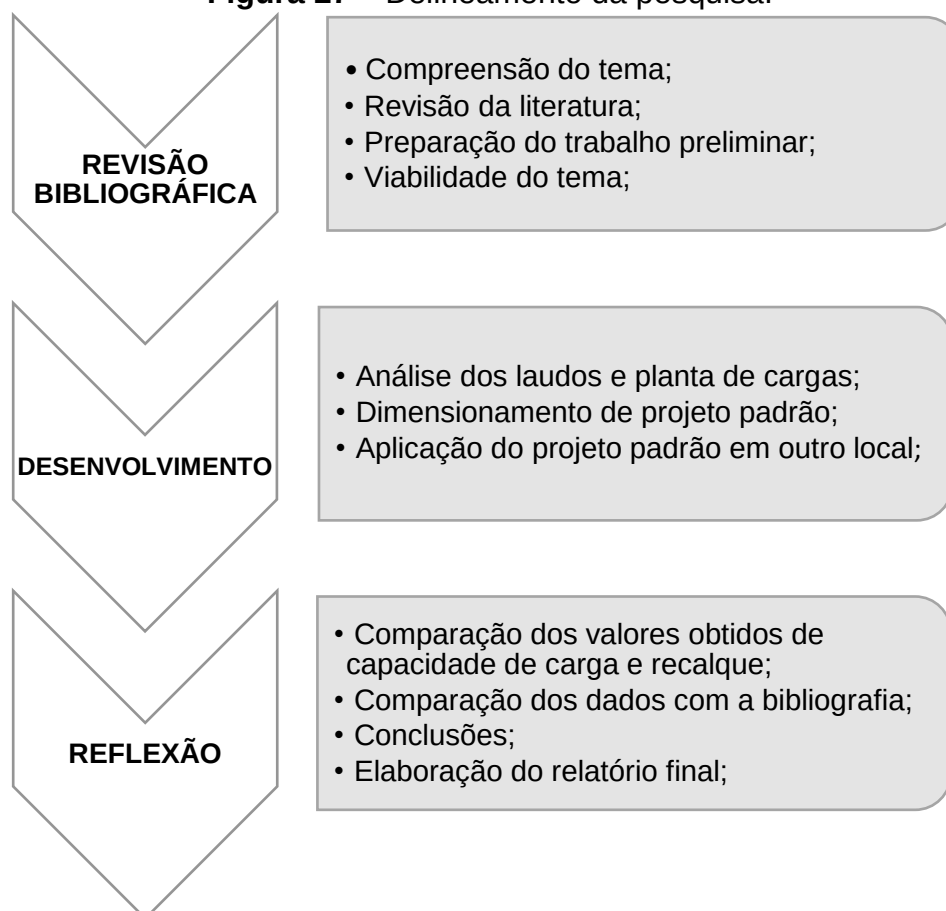
As etapas da realização da pesquisa estão definidas simplificadaamente pela Figura 27. Na primeira etapa foi realizado a revisão bibliográfica, utilizando-se para isso livros, dissertações, teses, artigos e publicações envolvendo o tema, com intuito da compreensão total do tema e sua relevância.

A segunda etapa consistiu no desenvolvimento da pesquisa, no qual foi utilizado uma planta de cargas de uma edificação e dois laudos de sondagens, para realizar o dimensionamento de um projeto de fundação em sapata e depois verificação dos valores de capacidade de carga e recalque devido a implantação desse mesmo projeto em um outro local.

Por fim, foi feita a reflexão, que consiste na análise dos dados obtidos nos cálculos, comparando então os valores encontrados nas duas situações e verificando

quanto ao atendimento dos valores limites estabelecidos pelo meio técnico. Assim, foram realizadas conclusões acerca das consequências da implantação de um projeto padrão em um local distinto o qual foi dimensionado.

Figura 27 – Delineamento da pesquisa.



Fonte: Autor (2018).

3.3 Laudos de sondagem

Foram obtidos dois laudos de sondagens da cidade de Palmas-TO, que constam no Anexo A (Laudo de sondagem 1) e Anexo B (Laudo de sondagem 2). A execução do ensaio está descrita na revisão bibliográfica no item 2.2, onde de acordo a ABNT (2001), o índice de resistência a penetração N_{SPT} , se dá pela determinação do número de golpes correspondente à cravação de 30cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15cm.

O laudo tem como objetivo a obtenção do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) a cada metro, a determinação dos tipos de solo em suas respectivas

profundidades de ocorrência e a posição do nível d'água. Tais informações são necessárias para estimativas dos valores dos parâmetros do solo, para que seja realizado o cálculo de capacidade de carga e recalque das sapatas.

3.4 Planta de cargas e locação dos pilares

A planta de cargas e locação dos pilares é um desenho simples que apresenta as seções dos pilares locados em relação a dois eixos de referência do terreno e todas as cargas que serão transmitidas aos elementos de fundação para a camada resistente do solo. A planta de cargas é o elemento que auxilia na definição da escolha do tipo de fundação e seu formato, juntamente com as informações sobre o solo.

Para o dimensionamento de uma fundação é necessário o conhecimento da carga que cada pilar irá transmitir para o elemento de fundação. Essa informação é primordial para verificação da tensão transmitida da superestrutura para o solo, tendo que ser menor ou igual que a tensão admissível do sistema sapata-solo calculado.

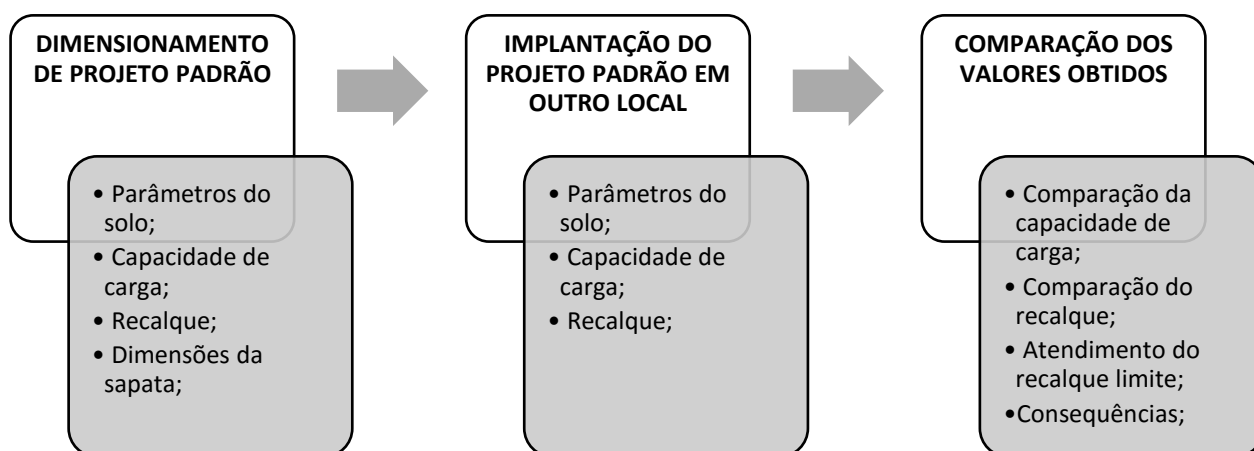
3.5 Metodologia de cálculo

O roteiro de cálculo está simplificado pelo fluxograma na Figura 28. Na primeira etapa foi realizado o dimensionamento de um projeto padrão de fundação em sapata com base no solo obtido pelo Laudo de Sondagem 1 e para isso foi necessário a obtenção dos parâmetros do solo, definição da capacidade de carga, recalque e determinação das dimensões das fundações.

Na segunda etapa, o projeto padrão inicialmente calculado foi aplicado no Laudo de Sondagem 2, a partir disso foram obtidos novos parâmetros do solo devido ao terreno distinto e conseqüentemente foram encontrados novos valores de capacidade de carga e recalque.

Por fim, comparou-se os valores de capacidade de carga e recalque, obtidos nas duas situações, também verificado quanto ao atendimento do recalque limite, bem como foi analisado a consequência da utilização de um projeto padrão em local distinto do qual foi dimensionado.

Figura 28 – Fluxograma da metodologia de cálculo.



Fonte: Autor (2018).

Os autores e teorias utilizados para cálculo de cada etapa, estarão dispostos nos subtópicos a seguir.

3.5.1 Parâmetros do solo

É necessário o conhecimento mínimo das características do solo, para que assim possa quantificar os parâmetros geométricos das fundações e seu comportamento quanto a aplicação de tensão transmitida pela sapata. Os parâmetros do solo foram obtidos através dos laudos de sondagens, por meio de correlações empíricas descritas na revisão bibliográfica no item 2.2.1.

Para o cálculo da capacidade de carga, foram obtidos os seguintes parâmetros:

- Peso específico do solo - Correlação empírica de Godoy (1972).
- Ângulo de atrito do solo - Correlação empírica de Teixeira (1996).
- Coesão do solo - Correlação empírica de Teixeira e Godoy (1996).

Já para o cálculo de recalque foi obtido o parâmetro abaixo:

- Módulo de deformabilidade do solo - Correlação empírica de Teixeira e Godoy (1996).

3.5.2 Capacidade de carga

Para obtenção dos valores de capacidade de carga foi utilizada a fórmula teórica de Terzaghi (Equação 6) com proposições de Vesic, definida na revisão bibliográfica no item 2.3.2.

Inicialmente, foi necessário determinar o modo de ruptura do solo, a partir do gráfico elaborado por Cintra (2011) exposto na Figura 20. Assim, utilizando reduções nos parâmetros do solo (coesão e ângulo de atrito) para quando a ruptura por punção, por meio das Equações 7 e 8.

A fórmula teórica de Terzaghi é o somatório de três parcelas, com contribuição da coesão, sobrecarga e peso específico. Exerce influência nessas parcelas os fatores de capacidade de carga e fatores de forma, onde para sua determinação serão utilizadas as considerações de Vesic (1975). Os fatores de capacidade de carga dependem exclusivamente do ângulo de atrito e são obtidos através da Tabela 7 de Caquot e Kérisel (1953) e os fatores de forma dependem da geometria da sapata e do ângulo de atrito e serão obtidos através da Tabela 8 de De Beer (1967).

A cota de implantação de todas as sapatas foi definida em 2 metros e apresentou o formato retangular e circular. O bulbo de tensões é definido como o solo abaixo da base da fundação delimitado a $0,10\sigma$, ou seja, de duas vezes a menor dimensão da fundação.

A parcela de coesão da fórmula, está ligada à coesão do solo que se encontra abaixo da cota de implantação da sapata. Para os casos em que houveram diferentes valores de N_{SPT} dentro do bulbo de tensões foi calculada a coesão através de uma média ponderada.

A parcela que é referente ao peso específico, é calculada através de dados do solo abaixo da base da fundação que estejam dentro do bulbo de tensões. Sendo necessário em caso de sapatas no qual o bulbo atingia a parcela de solo saturado o cálculo do peso específico médio (γ'_{med}), pela Equação 21. Onde “x” é parcela de solo seco e “y” de solo saturado em metros.

$$\gamma'_{med} = \frac{x * (\gamma_{seca}) + y * (\gamma_{saturada} - \gamma_{\acute{a}gua})}{x + y} \quad (21)$$

Para a parcela da sobrecarga, utiliza-se os dados das camadas superiores à base da fundação. Logo, a sobrecarga é o produto do peso específico médio das camadas acima da cota da base da fundação pela profundidade de embutimento da fundação.

3.5.3 Tensão admissível e tensão transmitida ao terreno

Para a obtenção da tensão admissível, foi aplicado o fator de segurança obtido através da Tabela 10 de acordo com a ABNT (2010), no qual devido o método de cálculo de Terzaghi ser analítico será definido como 3. Logo, dividiu-se a capacidade de carga pelo fator de segurança para encontrar a tensão admissível, como relatado na Equação 12, definida na revisão bibliográfica no item 2.3.7.

É necessário fazer a verificação para saber se o sistema sapata-solo está resistindo a tensão transmitida ao terreno (σ_{TR}), no qual foi calculada pela Equação 22, onde N_k é o valor referente ao esforço normal característico, que foram obtidos a partir da planta de cargas e A_{SAP} é a área da sapata.

$$\sigma_{TR} = \frac{\alpha * N_K}{A_{SAP}} \quad (22)$$

O coeficiente α tem a finalidade de estimar o peso próprio da sapata, de acordo com a ABNT (2010) deve ser considerado esse valor de no mínimo de 5% da carga vertical permanente. Campos (2015) recomenda para sapata rígidas a utilização de um coeficiente entre 1,05 a 1,1. Foi utilizado o valor do coeficiente α de 1,1, a favor da segurança.

A ABNT (2010) define que a tensão transmitida ao terreno deve ser menor ou igual à tensão admissível. Para os casos que não atenderem essa condição é necessário alteração das dimensões da sapata. Como escolha de metodologia de cálculo, foi optado por realizar o método iterativamente com a finalidade de obter um dimensionamento econômico, logo o processo se repetiu até que o valor da tensão admissível fosse igual a tensão transmitida ao terreno e assim consequentemente as dimensões da sapata encontradas foram iguais nas duas tensões calculadas.

Outra verificação que foi realizada, é se a tensão transmitida ao terreno conduz a recalques inferiores ao recalque limite, caso contrário foi necessário realizar

alterações nas dimensões da sapata para que consequentemente a tensão transmitida ao terreno diminuísse.

3.5.4 Recalque

Para obtenção dos valores de recalque, foram empregadas duas metodologias, a Teoria da Elasticidade para solos argilosos e o método de Schmertmann para solos arenosos, dispostas na revisão bibliográfica no item 2.4.1.

Foi utilizada a situação adaptada da Teoria da Elasticidade considerando o meio elástico homogêneo de espessura finita, calculando o recalque pela Equação 16. Os fatores de influência μ_0 e μ_1 foram obtidos a partir do gráfico de Simons e Menzies (1981), Figura 24, por meio da obtenção da relação do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo, respectivamente. A tensão é aquela transmitida ao terreno, anteriormente calculada.

No método de Schmertmann, inicialmente foi necessário calcular o valor da tensão líquida aplicada pela sapata (σ^*), sendo a diferença entre a tensão transmitida ao terreno da sobrecarga (σ_{TR-q}). Posteriormente, encontrou-se os valores dos fatores de correção do embutimento da sapata (C_1) e do efeito do tempo (C_2), pela Equação 18 e 19.

A próxima etapa consistiu em desenhar o diagrama de acordo com formato da sapata, a partir da Figura 25. Para isso, é necessário obter o valor máximo de l_z , de acordo com a Equação 20, onde a tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $l_{z\text{máx}}$ (σ_v) é igual a sobrecarga exercida até a profundidade de $\frac{1}{4}$ do bulbo de recalques.

A partir disso, foi preparado uma tabela com a finalidade da obtenção do somatório de $l_z \cdot \Delta z / E_s$ (Tabela 14). A quantidade de camadas é referente a ao valor do bulbo de recalques (4B para sapata corrida e 2B para quadrada). O valor médio de l_z em cada camada é obtido por semelhança de triângulos. Para sapatas retangulares, foi resolvido pelos dois casos (sapata quadrada e corrida) e depois realizado a interpolação. Após, foi realizado o cálculo do recalque imediato pela Equação 17.

Tabela 14 – Somatório para cálculo de recalque.

Camada	Δz (mm)	I_z	N_{SPT}	E_s (Mpa)	$\Delta z * I_z / E_s$
1					
....					
					$\Sigma \Delta z * I_z / E_s$

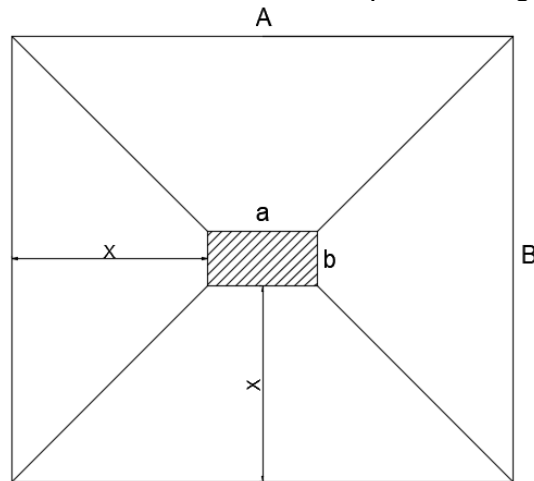
Fonte: Adaptada de Cintra et. al (2011).

Quanto ao atendimento do recalque, relativo ao item 2.4.3 da revisão bibliográfica, foi considerado as recomendações feita por Skempton-MacDonald (1955) e Terzaghi e Peck (1967) quanto aos recalques totais limites e diferencias para areia e argila. Para verificação do comportamento da estrutura quanto a distorção angular, foi utilizado as considerações de Skempton e MacDonald e Bjerrum, mostrados na Tabela 13.

3.5.5 Dimensões

Percebe-se que para o processo de dimensionamento é necessário haver uma sequência iterativa entre as etapas de cálculo da capacidade de carga e a etapa de determinação das dimensões geométricas da sapata. Isso ocorre devido ao fato de que a tensão admissível do solo depende diretamente das dimensões da sapata, enquanto que para a definição das dimensões de uma sapata é necessário que se tenha o valor de tensão que o solo suporta.

A ABNT (2010) define que a dimensão mínima da sapata é de 60cm. Durante o dimensionamento geométrico, o centro de gravidade do pilar deverá ser coincidente com o centro de gravidade da sapata e os balanços (distância em planta da face do pilar à extremidade da sapata) recomenda-se ser iguais nas duas direções (Figura 29), onde a e b é a maior e menor dimensão do pilar respectivamente e A e B é a maior e menor dimensão da sapata respectivamente.

Figura 29 – Dimensões da sapata retangular.

Fonte: Autor (2018).

A partir dessa relação pode ser encontrado as dimensões da sapata retangular, onde a área da sapata (A_{SAPATA}) foi obtida durante o processo do cálculo da capacidade de carga e tensão admissível. Logo, são utilizadas as Equações 23 e 24:

$$A = \frac{a - b}{2} + \sqrt{\frac{(a - b)^2}{4} + A_{SAPATA}} \quad (23)$$

$$B = \frac{A_{SAPATA}}{A} \quad (24)$$

Já para as sapatas circulares, foi obtido o seu diâmetro (D) a partir da Equação 25:

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_{SAPATA}}{\pi}} \quad (25)$$

O trabalho em questão abordará apenas sapatas rígidas, assim para tal situação as sapatas devem possuir a altura mínima (h_{sapata}) de acordo com as relações entre as dimensões da sapata (A e B) e as dimensões dos pilares (a e b) dispostas nas Equações 26 e 27.

$$h_{sapata} \geq \frac{(A - a)}{3} \quad (26)$$

$$h_{sapata} \geq \frac{(B - b)}{3} \quad (27)$$

A altura da sapata também deve ser suficiente para permitir a correta ancoragem da armadura longitudinal do pilar. Para a altura das faces verticais nas extremidades da sapata (h_0), obtém-se o valor pela Equação 28.

$$h_0 \geq \begin{cases} h_{sapata}/3 \\ 20cm \end{cases} \quad (28)$$

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente capítulo apresentará inicialmente o dimensionamento de um projeto padrão de fundação em sapata e na sequência será exibido e analisado os resultados referentes a aplicação desse projeto em outro local. Por fim, será comparado os resultados obtidos nas duas situações propostas.

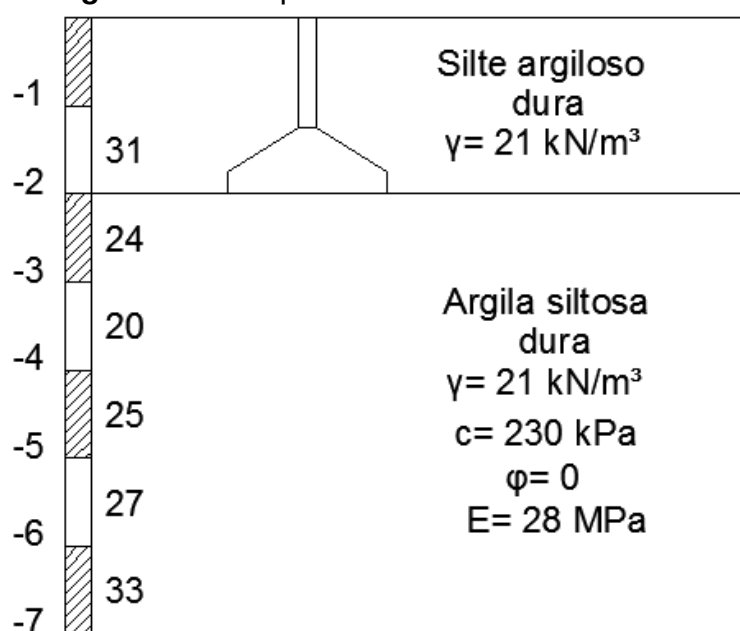
4.1 Dimensionamento de projeto padrão

Para o dimensionamento utilizou-se o Laudo de Sondagem 1 que consta no Anexo A e bem como a planta de cargas e locação dos pilares contido no Anexo C. O cálculo se baseou na aplicação da metodologia anteriormente descrita no item 3.5.

De acordo com as informações obtidas através do laudo de sondagem, podem ser feitas estimativas quanto aos parâmetros do solo, assim encontrando os valores como ilustrado na Figura 30.

Por se tratar de uma argila, o solo não possui ângulo de atrito. Para encontrar o valor do peso específico foi utilizado a Tabela 1 e devido a sua consistência dura foi admitido o valor de 21kN/m^3 . A sua coesão foi calculada com base na Equação 1, onde o N_{SPT} utilizado foi relativo a uma média das três camadas a baixo da sapata.

O módulo de deformabilidade foi calculado através da Equação 4, onde o coeficiente α foi extraído da Tabela 3 sendo igual a 7 por se tratar de argila e o coeficiente K foi obtido através da Tabela 4 com valor de 0,2 por ser uma argila siltosa. O N_{SPT} utilizado foi o menor valor que consta no laudo de sondagem, sendo 20, a fim de considerar a pior situação.

Figura 30 – Propriedades do solo do Laudo 1.

Fonte: Autor (2018).

Para o cálculo da capacidade de carga, o modo de ruptura foi classificado como ruptura geral. Os valores dos fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ foram iguais a 5,14, 1 e 0 respectivamente. Já os fatores de forma variaram de acordo com as dimensões da sapata.

Foi observado que os valores de capacidade de carga pouco se alteravam com a mudança das dimensões da sapata, isso se dá pelo fato de que as dimensões só exercem influência nos fatores de forma e por ser um solo argiloso, não houve contribuição da parcela de peso específico.

Para o cálculo do recalque os valores dos fatores de influência variavam de acordo com as dimensões da sapata, tendo como o indesejável a distância (H) o valor fixo de 6 metros, assim como o embutimento da sapata (h) de 2 metros.

Em todas as sapatas calculadas o recalque apresentou valor inferior ao limite estabelecido, sem necessidade de alteração das dimensões. Os resultados para elaboração do dimensionamento geométrico do projeto padrão são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultados do projeto padrão.

(Continua)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões pilar (cm)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Dimensões sapata (m)		Recalque (mm)
		D					D		
		a	b				A	B	
P1	37	50	20	1396,8	465,6	462,5	1,1	0,8	7,19
P2	64	50	20	1411	470,3	457,1	1,4	1,1	9,77
P3	58,2	50	20	1408,6	469,5	451,6	1,35	1,05	9,44
P4	60,3	50	20	1408,6	469,5	467,9	1,35	1,05	9,78
P5	69,7	50	20	1434,6	478,2	473,3	1,35	1,2	11,36
P6		50	20						
P7	59,8	50	20	1408,6	469,5	467,2	1,35	1,05	9,7
P8	60,2	50	20	1408,6	469,5	466,4	1,35	1,05	9,77
P9	71,5	50	20	1444,1	481,4	466,1	1,35	1,25	11,98
P10		50	20						
P11	60	50	20	1408,6	469,5	465,6	1,35	1,05	9,74
P12	60	50	20	1408,6	469,5	465,6	1,35	1,05	9,74
P13	58,2	50	20	1451,2	483,7	463,9	1,2	1,15	10,52
P14		50	20						
P15	57,9	50	20	1408,6	469,5	449,3	1,35	1,05	9,4
P16	98,4	50	25	1425,2	475,1	468,6	1,65	1,4	12,3
P17	97,1	50	25	1425,2	475,1	462,4	1,65	1,4	12,14
P18	100,8	50	25	1419,3	473,1	465,9	1,7	1,4	12,23
P19	107,7	50	25	1453,5	484,5	477,7	1,6	1,55	8,23
P20		50	20						
P21	98,8	50	25	1425,2	475,1	470,5	1,65	1,4	12,35
P22	100,7	50	25	1419,3	473,1	465,4	1,7	1,4	12,22
P23	112,2	50	25	1460,6	486,9	482,1	1,6	1,6	8,04
P24		50	25						
P25	99,1	50	25	1425,2	475,1	471,9	1,65	1,4	12,39
P26	100,6	50	25	1419,3	473,1	465	1,7	1,4	12,21
P27	86,8	50	20	1453,5	484,5	470,3	1,45	1,4	13,55
P28		50	25						
P29	62,1	40		1460,6	486,9	477,2	1,35		9,5
P30	109	40		1460,6	486,9	486,9	1,8		13,22
P31	98,6	40		1460,6	486,9	477,8	1,7		12,67
P32	97,9	40		1460,6	486,9	474,4	1,7		12,58
P33	109,5	50	20	1446,5	482,2	471	1,65	1,55	15,02
P34		50	20						
P35	102,3	40		1460,6	486,9	467,8	1,75		12,77
P36	96,3	40		1460,6	486,9	466,7	1,7		12,37
P37	113	50	25	1453,5	484,5	470,8	1,65	1,6	15,13
P38		50	20						
P39	99,4	40		1460,6	486,9	481,7	1,7		12,77
P40	75,5	40		1460,6	486,9	470	1,5		10,7
P41	83	50	20	1445,3	481,8	466,4	1,45	1,35	12,95
P42		50	20						
P43	35,9	50	15	1379,1	459,7	457,9	1,15	0,75	6,67
P44	41,8	50	15	1392,1	464,0	450,8	1,2	0,85	7,56

Tabela 15 – Resultados do projeto padrão.

(Continua)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões pilar (cm)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Dimensões sapata (m)		Recalque (mm)
		D					D		
		a	b				A	B	
P45	39,6	50	15	1382,6	460,9	453,8	1,2	0,8	7,05
P46	7,7	50	15	1374,3	458,1	148,6	0,95	0,6	1,78
P47	16,9	50	15	1374,3	458,1	326,1	0,95	0,6	3,9
P48	36,9	50	15	1389,7	463,2	441,2	1,15	0,8	6,86
P49	46,5	50	15	1394,4	464,8	454,7	1,25	0,9	7,6
P50	39,2	50	15	1382,6	460,9	449,2	1,2	0,8	6,98
P51	63,9	40		1460,6	486,9	456,6	1,4		9,7
P52	112,4	40		1460,6	486,9	485,9	1,8		13,64
P53	100,6	40		1460,6	486,9	460,1	1,75		12,55
P54	99,2	40		1460,6	486,9	480,7	1,7		12,74
P55	111,2	50	20	1446,5	482,2	478,3	1,65	1,55	15,25
P56		50	25						
P57	102,4	40		1460,6	486,9	468,3	1,75		12,78
P58	97	40		1460,6	486,9	470,1	1,7		12,46
P59	112,4	50	20	1453,5	484,5	468,3	1,65	1,6	15,05
P60		50	20						
P61	99,2	40		1460,6	486,9	480,7	1,7		12,74
P62	75,5	40		1460,6	486,9	470	1,5		10,7
P63	80,5	50	20	1452,4	484,1	468,5	1,4	1,35	13,01
P64		50	20						
P65	61,6	50	20	1401,5	467,2	461	1,4	1,05	9,64
P66	97,9	50	25	1425,2	475,1	466,2	1,65	1,4	12,24
P67	98	50	25	1425,2	475,1	466,7	1,65	1,4	12,25
P68	100,9	50	25	1419,3	473,1	466,3	1,7	1,4	12,94
P69	106,7	50	20	1439,4	479,8	474,2	1,65	1,5	14,63
P70		50	20						
P71	98,8	50	25	1425,2	475,1	470,5	1,65	1,4	12,35
P72	100,9	50	25	1419,3	473,1	466,3	1,7	1,4	12,94
P73	110,8	50	20	1446,5	482,2	476,6	1,65	1,55	15,2
P74		50	20						
P75	99,2	50	25	1425,2	475,1	472,4	1,65	1,4	12,4
P76	100,5	50	25	1419,3	473,1	464,5	1,7	1,4	12,19
P77	78,9	50	20	1444,1	481,4	476,9	1,4	1,3	11,7
P78		50	25						
P79	42,8	50	20	1392,1	464,0	461,6	1,2	0,85	7,74
P80	71,3	50	25	1420,4	473,5	450,7	1,45	1,2	9,87
P81	58,1	50	20	1408,6	469,5	450,9	1,35	1,05	9,43
P82	62	50	20	1401,5	467,2	463,9	1,4	1,05	9,7
P83	72,4	50	20	1444,1	481,4	471,9	1,35	1,25	12,14
P84		50	20						
P85	60,1	50	20	1408,6	469,5	466,4	1,35	1,05	9,75
P86	60,1	50	20	1408,6	469,5	466,4	1,35	1,05	9,75
P87	73,1	50	20	1444,1	481,4	476,5	1,35	1,25	12,25
P88		50	20						
P89	59,5	50	20	1408,6	469,5	461,7	1,35	1,05	9,65

Tabela 15 – Resultados do projeto padrão.

(Continua)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões pilar (cm)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Dimensões sapata (m)		Recalque (mm)
		D					D		
		a	b				A	B	
P90	59	50	20	1408,6	469,5	457,8	1,35	1,05	9,57
P91	56	50	20	1441,7	480,6	466,7	1,2	1,1	9,97
P92		50	20						
P93	12,6	50	20	1382,6	460,9	256,7	0,9	0,6	3,07
P94	15,9	50	20	1382,6	460,9	323,9	0,9	0,6	3,87
P95	15,7	50	20	1382,6	460,9	319,8	0,9	0,6	3,82
P96	16,5	50	20	1382,6	460,9	336,1	0,9	0,6	4,02
P97	21,4	50	20	1445,3	481,8	448,4	0,75	0,7	6,31
P98		50	20						
P99	16,6	50	20	1382,6	460,9	338,1	0,9	0,6	4,04
P100	16,6	50	20	1382,6	460,9	338,1	0,9	0,6	4,04
P101	12,9	50	20	1382,6	460,9	262,8	0,9	0,6	3,14
P102	41,3	50	20	1399,2	466,4	464,8	1,15	0,85	7,8
P103	41,1	50	20	1399,2	466,4	462,5	1,15	0,85	7,76
P104	32,5	50	20	1393,3	464,4	454	1,05	0,75	6,61
P105	37,2	50	20	1437	479,0	454,7	1	0,9	7,6
P106		50	20						
P107	40,8	50	20	1399,2	466,4	459,1	1,15	0,85	7,7
P108	41,7	50	20	1392,1	464,0	449,7	1,2	0,85	7,54
P109	25,9	50	20	1377,9	459,3	438,3	1	0,65	5,77
P110	65,5	50	25	1411	470,3	467,9	1,4	1,1	10
P111	66,1	50	25	1419,3	473,1	451,6	1,4	1,15	9,48
P112	49,1	50	20	1403,9	468,0	454,8	1,25	0,95	8,33
P113	58,5	50	20	1432,3	477,4	468	1,25	1,1	10
P114		50	20						
P115	65,1	50	25	1411	470,3	465	1,4	1,1	9,94
P116	67	50	25	1419,3	473,1	457,8	1,4	1,15	9,61
P117	40,9	50	20	1399,2	466,4	460,3	1,15	0,85	7,72
P118	61,2		40	1460,6	486,9	470,3	1,35		9,37
P119	61,5		40	1460,6	486,9	472,6	1,35		9,41
P120	50,7		40	1460,6	486,9	454,5	1,25		8,52
P121	68,6	50	20	1434,6	478,2	465,8	1,35	1,2	11,18
P122		50	20						
P123	61,7		40	1460,6	486,9	474,2	1,35		9,44
P124	62,8		40	1460,6	486,9	482,6	1,35		9,61
P125	46,6		40	1460,6	486,9	453,2	1,2		8,16
P126	61,5		40	1460,6	486,9	472,6	1,35		9,41
P127	62,1		40	1460,6	486,9	477,2	1,35		9,5
P128	50,9		40	1460,6	486,9	456,2	1,25		8,55
P129	68,4	50	20	1452,4	484,1	463	1,3	1,25	11,91
P130		50	20						
P131	62		40	1460,6	486,9	476,5	1,35		9,49
P132	63,5		40	1460,6	486,9	453,8	1,4		9,64
P133	47		40	1460,6	486,9	457,1	1,2		8,23
P134	65,5	50	25	1411	470,3	467,9	1,4	1,1	10
P135	66,1	50	25	1419,3	473,1	451,6	1,4	1,15	9,48

Tabela 15 – Resultados do projeto padrão.

(Conclusão)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões pilar (cm)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Dimensões sapata (m)		Recalque (mm)
		D					D		
		a	b				A	B	
P136	49,1	50	20	1403,9	468,0	454,8	1,25	0,95	8,33
P137	58,5	50	20	1451,2	483,7	466,3	1,2	1,15	10,57
P138		50	20						
P139	65,1	50	25	1411	470,3	465	1,4	1,1	9,94
P140	67	50	25	1419,3	473,1	457,8	1,4	1,15	9,61
P141	40,9	50	20	1399,2	466,4	460,3	1,15	0,85	7,72
P142	41	50	20	1399,2	466,4	461,4	1,15	0,85	7,74
P143	40,5	50	20	1399,2	466,4	455,8	1,15	0,85	7,64
P144	32,5	50	20	1393,3	464,4	454	1,05	0,75	6,61
P145	37,5	50	20	1437	479,0	458,3	1	0,9	7,66
P146		50	20						
P147	40,5	50	20	1399,2	466,4	455,8	1,15	0,85	7,64
P148	41	50	20	1399,2	466,4	461,4	1,15	0,85	7,74
P149	25,6	50	20	1386,2	462,1	456	0,95	0,65	6
P150	11,9	50	20	1382,6	460,9	242,4	0,9	0,6	2,9
P151	12,6	50	20	1382,6	460,9	256,7	0,9	0,6	3,07
P152	9,1	50	20	1382,6	460,9	185,4	0,9	0,6	2,22
P153	9,1	50	20	1382,6	460,9	185,4	0,9	0,6	2,22
P154	10,4	50	20	1382,6	460,9	211,9	0,9	0,6	2,53
P155	11,2	50	20	1382,6	460,9	228,1	0,9	0,6	2,73
P156	11,2	50	20	1382,6	460,9	228,1	0,9	0,6	2,73
P157	8,8	50	20	1382,6	460,9	179,3	0,9	0,6	2,14

Fonte: Autor (2018).

A representação gráfica do dimensionamento do projeto padrão consta no Apêndice A.

4.2 Aplicação de projeto padrão em outro terreno

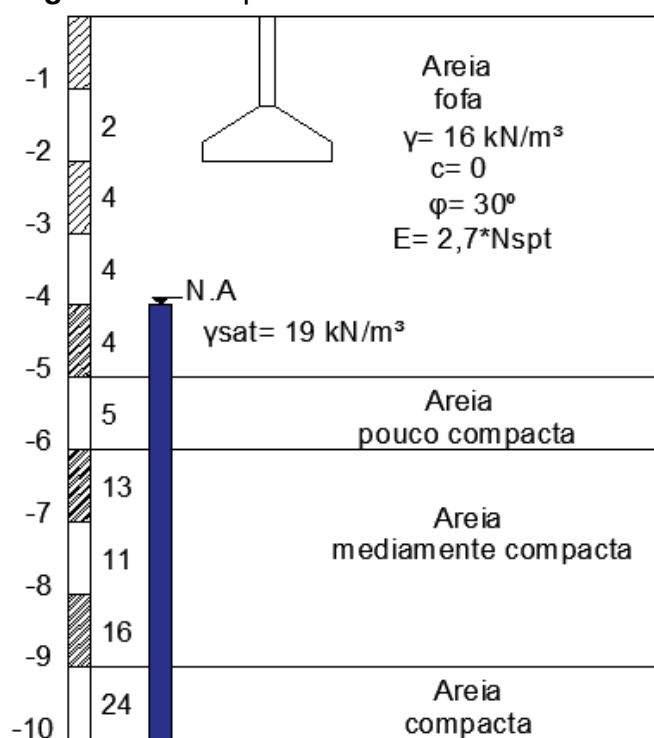
Para verificar o comportamento do projeto em outro local, utilizou-se o Laudo de Sondagem 2 que consta no Anexo B e também a planta de cargas e locação dos pilares contido no Anexo C. O cálculo se baseou na aplicação da metodologia anteriormente descrita no item 3.5, exceto a etapa da busca pelas dimensões da sapata, pois foram utilizadas as calculadas no projeto padrão.

De acordo com as informações obtidas através do laudo de sondagem, podem ser feitas estimativas quanto aos parâmetros do solo, assim encontrando os valores como ilustrado na Figura 31.

Por se tratar de uma areia, o solo não possui coesão. Para encontrar o valor do peso específico foi utilizado a Tabela 2, devido a sua compactidade fofa foi admitido o valor de 16kN/m^3 para areia seca e 19kN/m^3 para areia saturada. O seu ângulo de atrito foi calculado com base na Equação 2, onde o N_{SPT} utilizado foi relativo a uma média das quatro camadas a baixo da sapata.

O módulo de deformabilidade foi calculado através da Equação 4, onde o coeficiente α foi extraído da Tabela 3 sendo igual a 3 e o coeficiente K através da Tabela 4 com valor de 0,9, ambos pelo solo se tratarem de areia. Para o cálculo do recalque, foi necessário definir o módulo de deformabilidade em cada camada, de acordo com o N_{SPT} .

Figura 31 – Propriedades do solo do Laudo 2.



Fonte: Autor (2018).

Para o cálculo da capacidade de carga, o modo de ruptura foi classificado como ruptura por punção, sendo assim necessário realizar reduções empíricas nos valores de coesão e ângulo de atrito. Logo, o novo valor de ângulo de atrito (ϕ^*) encontrado foi de 21° .

Tabela 16 – Resultados de aplicação do projeto padrão em outro local.
(Continua)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões sapata (m)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Recalque (mm)
		A	B				
P21	98,8	1,65	1,4	339	113,0	470,5	46,91
P22	100,7	1,7	1,4	337,5	112,5	465,4	46,38
P23	112,2	1,6	1,6	349,9	116,6	482,1	54,09
P24							
P25	99,1	1,65	1,4	339	113,0	471,9	47,09
P26	100,6	1,7	1,4	337,5	112,5	465	46,32
P27	86,8	1,45	1,4	346,3	115,4	470,3	46,32
P28							
P29	62,1	1,35		347,1	115,7	477,2	45,47
P30	109	1,8		354,6	118,2	486,9	58,3
P31	98,6	1,7		352,3	117,4	477,8	56,47
P32	97,9	1,7		352,3	117,4	474,4	55,95
P33	109,5	1,65	1,55	345	115,0	471	51,2
P34							
P35	102,3	1,75		353,5	117,8	467,8	56,36
P36	96,3	1,7		352,3	117,4	466,7	54,75
P37	113	1,65	1,6	348,1	116,0	470,8	52,56
P38							
P39	99,4	1,7		352,3	117,4	481,7	57,08
P40	75,5	1,5		351	117,0	470	49,26
P41	83	1,45	1,35	342,8	114,3	466,4	44,41
P42							
P43	35,9	1,15	0,75	309,8	103,3	457,9	25,93
P44	41,8	1,2	0,85	317,4	105,8	450,8	28,29
P45	39,6	1,2	0,8	312,7	104,2	453,8	27,17
P46	7,7	0,95	0,6	302,8	100,9	148,6	4,19
P47	16,9	0,95	0,6	302,8	100,9	326,1	13,31
P48	36,9	1,15	0,8	314,7	104,9	441,2	26
P49	46,5	1,25	0,9	319,9	106,6	454,7	30,15
P50	39,2	1,2	0,8	312,7	104,2	449,2	26,81
P51	63,9	1,4		348,4	116,1	456,6	44,41
P52	112,4	1,8		354,6	118,2	485,9	60,7
P53	100,6	1,75		353,5	117,8	460,1	55,13
P54	99,2	1,7		352,3	117,4	480,7	56,93
P55	111,2	1,65	1,55	345	115,0	478,3	52,24
P56							
P57	102,4	1,75		353,5	117,8	468,3	56,43
P58	97	1,7		352,3	117,4	470,1	55,28
P59	112,4	1,65	1,6	348,1	116,0	468,3	52,19
P60							
P61	99,2	1,7		352,3	117,4	480,7	56,93
P62	75,5	1,5		351	117,0	470	49,26
P63	80,5	1,4	1,35	344,9	115,0	468,5	44,53
P64							
P65	61,6	1,4	1,05	322,4	107,5	461	35,36
P66	97,9	1,65	1,4	339	113,0	466,2	46,35

Tabela 16 – Resultados de aplicação do projeto padrão em outro local.
(Continua)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões sapata (m)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Recalque (mm)
		A	B				
P67	98	1,65	1,4	339	113,0	466,7	46,41
P68	100,9	1,7	1,4	337,5	112,5	466,3	46,51
P69	106,7	1,65	1,5	345,5	115,2	474,2	50,24
P70							
P71	98,8	1,65	1,4	339	113,0	470,5	46,91
P72	100,9	1,7	1,4	337,5	112,5	466,3	46,51
P73	110,8	1,65	1,55	345	115,0	476,6	52
P74							
P75	99,2	1,65	1,4	339	113,0	472,4	47,16
P76	100,5	1,7	1,4	337,5	112,5	464,5	46,26
P77	78,9	1,4	1,3	341,3	113,8	476,9	44,13
P78							
P79	42,8	1,2	0,85	317,4	105,8	461,6	29,18
P80	71,3	1,45	1,2	332	110,7	450,7	38,46
P81	58,1	1,35	1,05	324,3	108,1	450,9	34,17
P82	62	1,4	1,05	322,4	107,5	463,9	35,66
P83	72,4	1,35	1,25	339,8	113,3	471,9	41,96
P84							
P85	60,1	1,35	1,05	324,3	108,1	466,4	35,73
P86	60,1	1,35	1,05	324,3	108,1	466,4	35,73
P87	73,1	1,35	1,25	339,8	113,3	476,5	42,49
P88							
P89	59,5	1,35	1,05	324,3	108,1	461,7	35,26
P90	59	1,35	1,05	324,3	108,1	457,8	34,87
P91	56	1,2	1,1	335,1	111,7	466,7	36,65
P92							
P93	12,6	0,9	0,6	305,4	101,8	256,7	9,46
P94	15,9	0,9	0,6	305,4	101,8	323,9	13,06
P95	15,7	0,9	0,6	305,4	101,8	319,8	12,48
P96	16,5	0,9	0,6	305,4	101,8	336,1	13,74
P97	21,4	0,75	0,7	328,2	109,4	448,4	22,44
P98							
P99	16,6	0,9	0,6	305,4	101,8	338,1	13,85
P100	16,6	0,9	0,6	305,4	101,8	338,1	13,85
P101	12,9	0,9	0,6	305,4	101,8	262,8	9,78
P102	41,3	1,15	0,85	319,5	106,5	464,8	29,27
P103	41,1	1,15	0,85	319,5	106,5	462,5	29,08
P104	32,5	1,05	0,75	314,2	104,7	454	25,27
P105	37,2	1	0,9	332,2	110,7	454,7	29,27
P106							
P107	40,8	1,15	0,85	319,5	106,5	459,1	28,8
P108	41,7	1,2	0,85	317,4	105,8	449,7	28,2
P109	25,9	1	0,65	306	102,0	438,3	21,31
P110	65,5	1,4	1,1	326,3	108,8	467,9	37,45
P111	66,1	1,4	1,15	330,1	110,0	451,6	37,07
P112	49,1	1,25	0,95	324,4	108,1	454,8	31,52

Tabela 16 – Resultados de aplicação do projeto padrão em outro local.
(Conclusão)

Pilar	Carga máx. (tf)	Dimensões sapata (m)		σ_r (KPa)	σ_{adm} (KPa)	σ_{tr} (KPa)	Recalque (mm)
		A	B				
P113 P114	58,5	1,25	1,1	332,6	110,9	468	36,95
P115	65,1	1,4	1,1	326,3	108,8	465	37,15
P116	67	1,4	1,15	330,1	110,0	457,8	37,74
P117	40,9	1,15	0,85	319,5	106,5	460,3	28,89
P118	61,2	1,35		347,1	115,7	470,3	44,61
P119	61,5	1,35		347,1	115,7	472,6	44,9
P120	50,7	1,25		344,5	114,8	454,5	39,62
P121 P122	68,6	1,35	1,2	336	112,0	465,8	39,84
P123	61,7	1,35		347,1	115,7	474,2	45,09
P124	62,8	1,35		347,1	115,7	482,6	46,15
P125	46,6	1,2		343,2	114,4	453,2	37,97
P126	61,5	1,35		347,1	115,7	472,6	44,9
P127	62,1	1,35		347,1	115,7	477,2	45,47
P128	50,9	1,25		344,5	114,8	456,2	39,82
P129 P130	68,4	1,3	1,25	342,1	114,0	463	40,76
P131	62	1,35		347,1	115,7	476,5	45,38
P132	63,5	1,4		348,4	116,1	453,8	44,05
P133	47	1,2		343,2	114,4	457,1	38,4
P134	65,5	1,4	1,1	326,3	108,8	467,9	37,45
P135	66,1	1,4	1,15	330,1	110,0	451,6	37,07
P136	49,1	1,25	0,95	324,4	108,1	454,8	31,52
P137 P138	58,5	1,2	1,15	339,2	113,1	466,3	38,01
P139	65,1	1,4	1,1	326,3	108,8	465	37,15
P140	67	1,4	1,15	330,1	110,0	457,8	37,74
P141	40,9	1,15	0,85	319,5	106,5	460,3	28,89
P142	41	1,15	0,85	319,5	106,5	461,4	28,99
P143	40,5	1,15	0,85	319,5	106,5	455,8	28,52
P144	32,5	1,05	0,75	314,2	104,7	454	25,27
P145 P146	37,5	1	0,9	332,2	110,7	458,3	29,58
P147	40,5	1,15	0,85	319,5	106,5	455,8	28,52
P148	41	1,15	0,85	319,5	106,5	461,4	28,99
P149	25,6	0,95	0,65	308,5	102,8	456	22,28
P150	11,9	0,9	0,6	305,4	101,8	242,4	8,72
P151	12,6	0,9	0,6	305,4	101,8	256,7	9,46
P152	9,1	0,9	0,6	305,4	101,8	185,4	5,88
P153	9,1	0,9	0,6	305,4	101,8	185,4	5,88
P154	10,4	0,9	0,6	305,4	101,8	211,9	7,18
P155	11,2	0,9	0,6	305,4	101,8	228,1	8
P156	11,2	0,9	0,6	305,4	101,8	228,1	8
P157	8,8	0,9	0,6	305,4	101,8	179,3	5,59

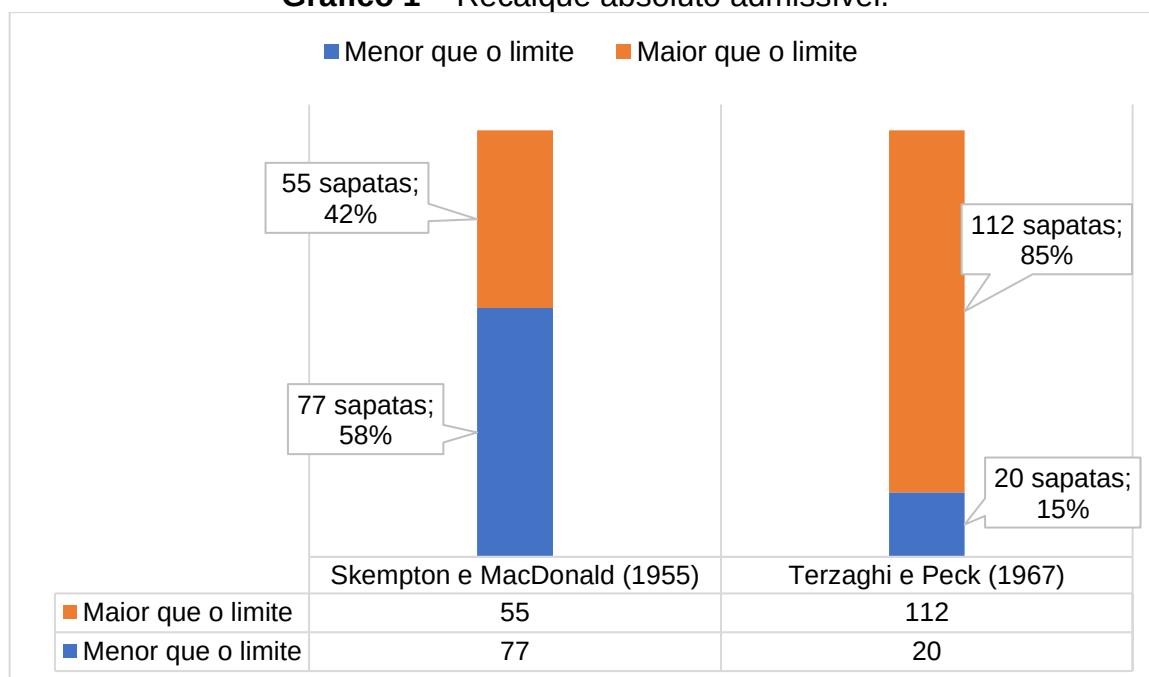
Fonte: Autor (2018).

Foi observado que o recalque apresentou valor superior ao limite estabelecido em diversas sapatas. Utilizou-se dois autores como parâmetro do recalque absoluto admissível, onde Skempton e MacDonald definem como sendo 40mm e Terzaghi e Peck o valor de 25mm.

Assim, com um total de 132 sapatas, para Skempton e MacDonald cerca de 42% da quantidade de sapatas apresentou recalque maior que o limite. Para Terzaghi e Peck a porcentagem dessa quantidade foi de cerca de 85%, como ilustrado no Gráfico 1.

Tais valores representam o comprometimento de danos às ligações da estrutura com o exterior, como tubulações de água, esgoto, rampas, escadas, passarelas etc.

Gráfico 1 – Recalque absoluto admissível.



Fonte: Autor (2018).

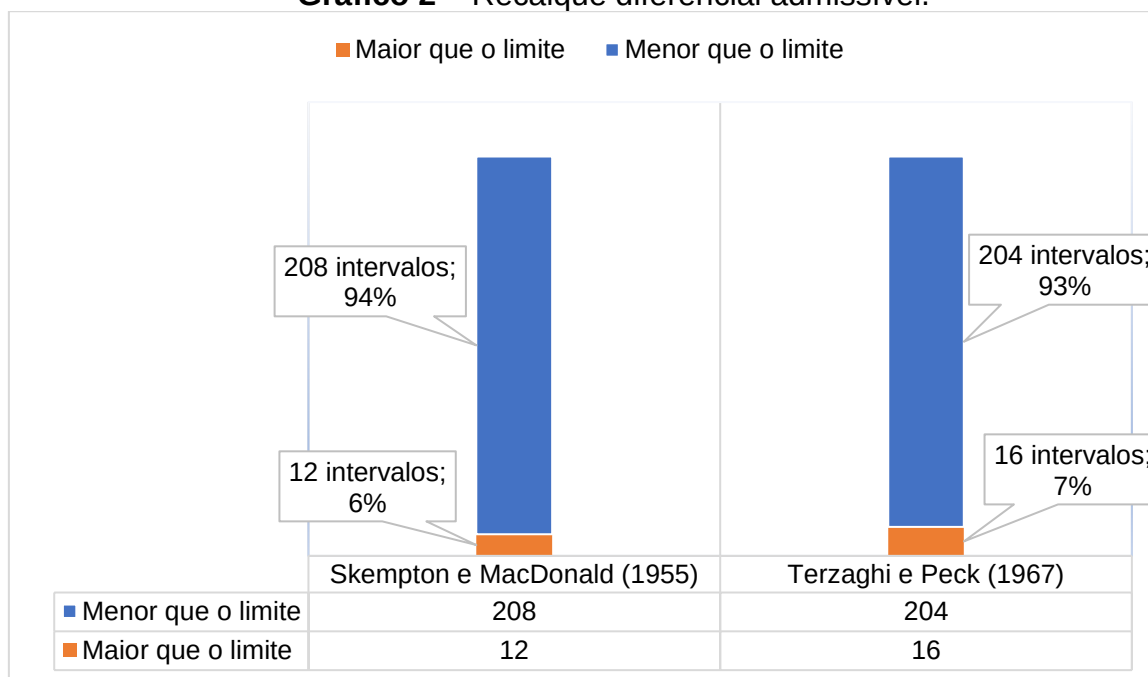
Para a estimativa do recalque diferencial foi calculada a diferença entre os recalques absolutos de duas sapatas próximas, considerando as duas direções. No Apêndice B consta a ilustração dos recalques da edificação como um todo, analisada de acordo com os observadores.

Observou-se que o recalque apresentou valor superior ao limite estabelecido em algumas sapatas. Foi utilizado dois autores como parâmetro do

recalque diferencial admissível, onde Skempton e MacDonald definem como sendo 25mm e Terzaghi e Peck o valor de 20mm.

Assim, com um total de 220 segmentos, para Skempton e MacDonald cerca de 6% da quantidade de intervalos apresentou recalque maior que o limite. Para Terzaghi e Peck a porcentagem dessa quantidade foi de cerca de 7%, como ilustrado no Gráfico 2.

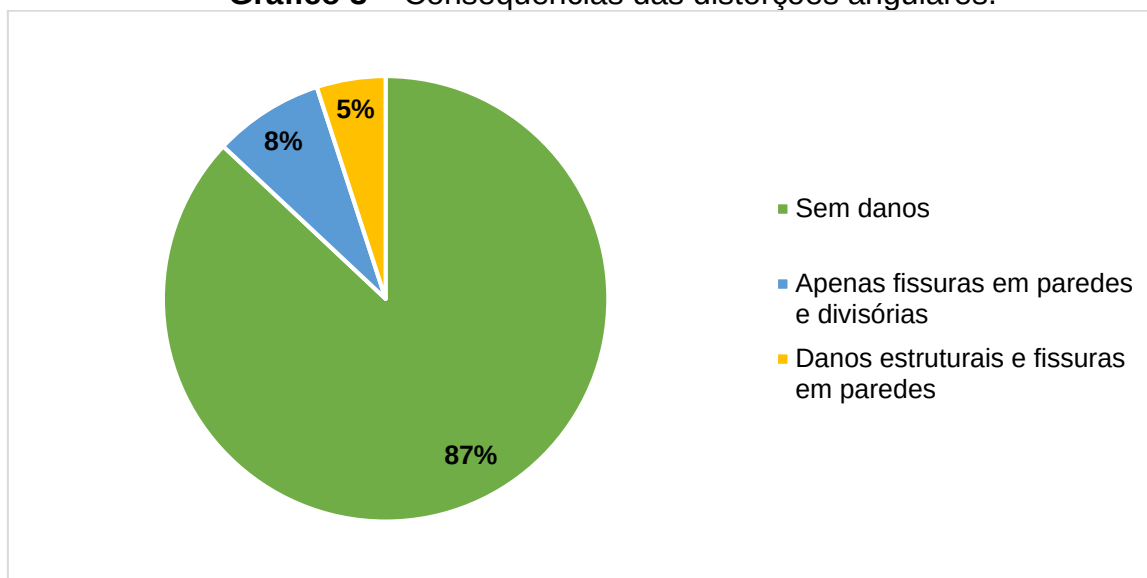
Gráfico 2 – Recalque diferencial admissível.



Fonte: Autor (2018).

Em relação aos intervalos utilizados para o cálculo do recalque diferencial, também foram obtidos os valores da distorção angular, através da relação entre o recalque diferencial e a distância entre os dois elementos estruturais.

Foi encontrado em 27 segmentos, 13%, valores relativos ao aparecimento de danos. Nos 16 desses intervalos apresentaram valores de distorção angular maiores que 1/500, estando apenas submetido ao aparecimento de fissuras em paredes e divisórias. Em 11 segmentos manifestou-se valores superiores a 1/150, estando sujeita assim além de fissuras também o surgimento de danos estruturais, como demonstrado no Gráfico 3.

Gráfico 3 – Consequências das distorções angulares.

Fonte: Autor (2018).

Tais valores dos danos estruturais representam o surgimento de esforços adicionais na estrutura, onde as vigas e as alvenarias são afetadas primeiramente, introduzindo assim um momento fletor adicional nas vigas. Na alvenaria, provoca-se esforços cisalhantes em suas faces gerando a manifestação de fissuras a 45° com a horizontal.

4.3 Comparação das duas situações

Como etapa final, comparou-se os valores obtidos de capacidade de carga e recalque nas duas situações. Na Tabela 17 consta essa comparação.

Foi observado então para a situação de implantação de projeto padrão em outro local que os valores de capacidade de carga diminuíram significativamente, cerca de 77% a 78% do valor do projeto padrão. Bem como, para o recalque houve um aumento expressivo, de cerca de 135% a 573%.

Os maiores valores de recalque aconteceram nas sapatas em que estavam recebendo as maiores cargas advindas da superestrutura. Isso ocorre devido a um alto valor de tensão transmitida ao terreno que é maior que aquela que a fundação-terreno suporta.

Tabela 17 – Comparação das duas situações.

(Continua)

PROJETO PADRÃO			IMPLANTAÇÃO DE PROJETO PADRÃO EM OUTRO LOCAL		COMPARAÇÃO			
Pilar	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	% σ_r	% ρ
P1	1396,8	7,19	316,9	27,5	-1079,9	20,31	-77%	282%
P2	1411	9,77	326,3	36,32	-1084,7	26,55	-77%	272%
P3	1408,6	9,44	324,3	34,25	-1084,3	24,81	-77%	263%
P4	1408,6	9,78	324,3	35,89	-1084,3	26,11	-77%	267%
P5 P6	1434,6	11,36	336	40,69	-1098,6	29,33	-77%	258%
P7	1408,6	9,7	324,3	35,5	-1084,3	25,8	-77%	266%
P8	1408,6	9,77	324,3	35,81	-1084,3	26,04	-77%	267%
P9 P10	1444,1	11,98	339,8	41,27	-1104,3	29,29	-76%	244%
P11	1408,6	9,74	324,3	35,66	-1084,3	25,92	-77%	266%
P12	1408,6	9,74	324,3	35,66	-1084,3	25,92	-77%	266%
P13 P14	1451,2	10,52	339,2	37,75	-1112	27,23	-77%	259%
P15	1408,6	9,4	324,3	34,02	-1084,3	24,62	-77%	262%
P16	1425,2	12,3	339	46,66	-1086,2	34,36	-76%	279%
P17	1425,2	12,14	339	45,85	-1086,2	33,71	-76%	278%
P18	1419,3	12,23	337,5	46,45	-1081,8	34,22	-76%	280%
P19 P20	1453,5	8,23	346,8	52,03	-1106,7	43,8	-76%	532%
P21	1425,2	12,35	339	46,91	-1086,2	34,56	-76%	280%
P22	1419,3	12,22	337,5	46,38	-1081,8	34,16	-76%	280%
P23 P24	1460,6	8,04	349,9	54,09	-1110,7	46,05	-76%	573%
P25	1425,2	12,39	339	47,09	-1086,2	34,7	-76%	280%
P26	1419,3	12,21	337,5	46,32	-1081,8	34,11	-76%	279%
P27 P28	1453,5	13,55	346,3	46,32	-1107,2	32,77	-76%	242%
P29	1460,6	9,5	347,1	45,47	-1113,5	35,97	-76%	379%
P30	1460,6	13,22	354,6	58,3	-1106	45,08	-76%	341%
P31	1460,6	12,67	352,3	56,47	-1108,3	43,8	-76%	346%
P32	1460,6	12,58	352,3	55,95	-1108,3	43,37	-76%	345%
P33 P34	1446,5	15,02	345	51,2	-1101,5	36,18	-76%	241%
P35	1460,6	12,77	353,5	56,36	-1107,1	43,59	-76%	341%
P36	1460,6	12,37	352,3	54,75	-1108,3	42,38	-76%	343%
P37 P38	1453,5	15,13	348,1	52,56	-1105,4	37,43	-76%	247%
P39	1460,6	12,77	352,3	57,08	-1108,3	44,31	-76%	347%
P40	1460,6	10,7	351	49,26	-1109,6	38,56	-76%	360%
P41 P42	1445,3	12,95	342,8	44,41	-1102,5	31,46	-76%	243%
P43	1379,1	6,67	309,8	25,93	-1069,3	19,26	-78%	289%

Tabela 17 – Comparação das duas situações.

(Continua)

PROJETO PADRÃO			IMPLANTAÇÃO DE PROJETO PADRÃO EM OUTRO LOCAL		COMPARAÇÃO			
Pilar	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	% σ_r	% ρ
P44	1392,1	7,56	317,4	28,29	-1074,7	20,73	-77%	274%
P45	1382,6	7,05	312,7	27,17	-1069,9	20,12	-77%	285%
P46	1374,3	1,78	302,8	4,19	-1071,5	2,41	-78%	135%
P47	1374,3	3,9	302,8	13,31	-1071,5	9,41	-78%	241%
P48	1389,7	6,86	314,7	26	-1075	19,14	-77%	279%
P49	1394,4	7,6	319,9	30,15	-1074,5	22,55	-77%	297%
P50	1382,6	6,98	312,7	26,81	-1069,9	19,83	-77%	284%
P51	1460,6	9,7	348,4	44,41	-1112,2	34,71	-76%	358%
P52	1460,6	13,64	354,6	60,7	-1106	47,06	-76%	345%
P53	1460,6	12,55	353,5	55,13	-1107,1	42,58	-76%	339%
P54	1460,6	12,74	352,3	56,93	-1108,3	44,19	-76%	347%
P55 P56	1446,5	15,25	345	52,24	-1101,5	36,99	-76%	243%
P57	1460,6	12,78	353,5	56,43	-1107,1	43,65	-76%	342%
P58	1460,6	12,46	352,3	55,28	-1108,3	42,82	-76%	344%
P59 P60	1453,5	15,05	348,1	52,19	-1105,4	37,14	-76%	247%
P61	1460,6	12,74	352,3	56,93	-1108,3	44,19	-76%	347%
P62	1460,6	10,7	351	49,26	-1109,6	38,56	-76%	360%
P63 P64	1452,4	13,01	344,9	44,53	-1107,5	31,52	-76%	242%
P65	1401,5	9,64	322,4	35,36	-1079,1	25,72	-77%	267%
P66	1425,2	12,24	339	46,35	-1086,2	34,11	-76%	279%
P67	1425,2	12,25	339	46,41	-1086,2	34,16	-76%	279%
P68	1419,3	12,94	337,5	46,51	-1081,8	33,57	-76%	259%
P69 P70	1439,4	14,63	345,5	50,24	-1093,9	35,61	-76%	243%
P71	1425,2	12,35	339	46,91	-1086,2	34,56	-76%	280%
P72	1419,3	12,94	337,5	46,51	-1081,8	33,57	-76%	259%
P73 P74	1446,5	15,2	345	52	-1101,5	36,8	-76%	242%
P75	1425,2	12,4	339	47,16	-1086,2	34,76	-76%	280%
P76	1419,3	12,19	337,5	46,26	-1081,8	34,07	-76%	279%
P77 P78	1444,1	11,7	341,3	44,13	-1102,8	32,43	-76%	277%
P79	1392,1	7,74	317,4	29,18	-1074,7	21,44	-77%	277%
P80	1420,4	9,87	332	38,46	-1088,4	28,59	-77%	290%
P81	1408,6	9,43	324,3	34,17	-1084,3	24,74	-77%	262%
P82	1401,5	9,7	322,4	35,66	-1079,1	25,96	-77%	268%
P83 P84	1444,1	12,14	339,8	41,96	-1104,3	29,82	-76%	246%
P85	1408,6	9,75	324,3	35,73	-1084,3	25,98	-77%	266%
P86	1408,6	9,75	324,3	35,73	-1084,3	25,98	-77%	266%
P87 P88	1444,1	12,25	339,8	42,49	-1104,3	30,24	-76%	247%

Tabela 17 – Comparação das duas situações.

(Continua)

PROJETO PADRÃO			IMPLANTAÇÃO DE PROJETO PADRÃO EM OUTRO LOCAL		COMPARAÇÃO			
Pilar	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	% σ_r	% ρ
P89	1408,6	9,65	324,3	35,26	-1084,3	25,61	-77%	265%
P90	1408,6	9,57	324,3	34,87	-1084,3	25,3	-77%	264%
P91	1441,7	9,97	335,1	36,65	-1106,6	26,68	-77%	268%
P92								
P93	1382,6	3,07	305,4	9,46	-1077,2	6,39	-78%	208%
P94	1382,6	3,87	305,4	13,06	-1077,2	9,19	-78%	237%
P95	1382,6	3,82	305,4	12,48	-1077,2	8,66	-78%	227%
P96	1382,6	4,02	305,4	13,74	-1077,2	9,72	-78%	242%
P97	1445,3	6,31	328,2	22,44	-1117,1	16,13	-77%	256%
P98								
P99	1382,6	4,04	305,4	13,85	-1077,2	9,81	-78%	243%
P100	1382,6	4,04	305,4	13,85	-1077,2	9,81	-78%	243%
P101	1382,6	3,14	305,4	9,78	-1077,2	6,64	-78%	211%
P102	1399,2	7,8	319,5	29,27	-1079,7	21,47	-77%	275%
P103	1399,2	7,76	319,5	29,08	-1079,7	21,32	-77%	275%
P104	1393,3	6,61	314,2	25,27	-1079,1	18,66	-77%	282%
P105	1437	7,6	332,2	29,27	-1104,8	21,67	-77%	285%
P106								
P107	1399,2	7,7	319,5	28,8	-1079,7	21,1	-77%	274%
P108	1392,1	7,54	317,4	28,2	-1074,7	20,66	-77%	274%
P109	1377,9	5,77	306	21,31	-1071,9	15,54	-78%	269%
P110	1411	10	326,3	37,45	-1084,7	27,45	-77%	275%
P111	1419,3	9,48	330,1	37,07	-1089,2	27,59	-77%	291%
P112	1403,9	8,33	324,4	31,52	-1079,5	23,19	-77%	278%
P113	1432,3	10	332,6	36,95	-1099,7	26,95	-77%	270%
P114								
P115	1411	9,94	326,3	37,15	-1084,7	27,21	-77%	274%
P116	1419,3	9,61	330,1	37,74	-1089,2	28,13	-77%	293%
P117	1399,2	7,72	319,5	28,89	-1079,7	21,17	-77%	274%
P118	1460,6	9,37	347,1	44,61	-1113,5	35,24	-76%	376%
P119	1460,6	9,41	347,1	44,9	-1113,5	35,49	-76%	377%
P120	1460,6	8,52	344,5	39,62	-1116,1	31,1	-76%	365%
P121	1434,6	11,18	336	39,84	-1098,6	28,66	-77%	256%
P122								
P123	1460,6	9,44	347,1	45,09	-1113,5	35,65	-76%	378%
P124	1460,6	9,61	347,1	46,15	-1113,5	36,54	-76%	380%
P125	1460,6	8,16	343,2	37,97	-1117,4	29,81	-77%	365%
P126	1460,6	9,41	347,1	44,9	-1113,5	35,49	-76%	377%
P127	1460,6	9,5	347,1	45,47	-1113,5	35,97	-76%	379%
P128	1460,6	8,55	344,5	39,82	-1116,1	31,27	-76%	366%
P129	1452,4	11,91	342,1	40,76	-1110,3	28,85	-76%	242%
P130								
P131	1460,6	9,49	347,1	45,38	-1113,5	35,89	-76%	378%
P132	1460,6	9,64	348,4	44,05	-1112,2	34,41	-76%	357%
P133	1460,6	8,23	343,2	38,4	-1117,4	30,17	-77%	367%

Tabela 17 – Comparação das duas situações.

(Conclusão)

PROJETO PADRÃO			IMPLANTAÇÃO DE PROJETO PADRÃO EM OUTRO LOCAL		COMPARAÇÃO			
Pilar	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	σ_r (kPa)	ρ (mm)	% σ_r	% ρ
P134	1411	10	326,3	37,45	-1084,7	27,45	-77%	275%
P135	1419,3	9,48	330,1	37,07	-1089,2	27,59	-77%	291%
P136	1403,9	8,33	324,4	31,52	-1079,5	23,19	-77%	278%
P137	1451,2	10,57	339,2	38,01	-1112	27,44	-77%	260%
P138								
P139	1411	9,94	326,3	37,15	-1084,7	27,21	-77%	274%
P140	1419,3	9,61	330,1	37,74	-1089,2	28,13	-77%	293%
P141	1399,2	7,72	319,5	28,89	-1079,7	21,17	-77%	274%
P142	1399,2	7,74	319,5	28,99	-1079,7	21,25	-77%	275%
P143	1399,2	7,64	319,5	28,52	-1079,7	20,88	-77%	273%
P144	1393,3	6,61	314,2	25,27	-1079,1	18,66	-77%	282%
P145	1437	7,66	332,2	29,58	-1104,8	21,92	-77%	286%
P146								
P147	1399,2	7,64	319,5	28,52	-1079,7	20,88	-77%	273%
P148	1399,2	7,74	319,5	28,99	-1079,7	21,25	-77%	275%
P149	1386,2	6	308,5	22,28	-1077,7	16,28	-78%	271%
P150	1382,6	2,9	305,4	8,72	-1077,2	5,82	-78%	201%
P151	1382,6	3,07	305,4	9,46	-1077,2	6,39	-78%	208%
P152	1382,6	2,22	305,4	5,88	-1077,2	3,66	-78%	165%
P153	1382,6	2,22	305,4	5,88	-1077,2	3,66	-78%	165%
P154	1382,6	2,53	305,4	7,18	-1077,2	4,65	-78%	184%
P155	1382,6	2,73	305,4	8	-1077,2	5,27	-78%	193%
P156	1382,6	2,73	305,4	8	-1077,2	5,27	-78%	193%
P157	1382,6	2,14	305,4	5,59	-1077,2	3,45	-78%	161%

Fonte: Autor (2018).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projetista ao definir a fundação a ser utilizada para uma determinada obra, precisa ter conhecimento sobre as características do terreno e as cargas que serão transmitidas. O terreno analisado para elaboração do projeto padrão exibiu alta resistência em todas suas camadas, assim podendo ser utilizadas sapatas. Em contrapartida, o local no qual foi aplicado o projeto padrão apresentou baixa resistência nas camadas iniciais, sendo inviável a utilização desse tipo de fundação.

Durante a elaboração do projeto, é necessário realizar o dimensionamento geotécnico e geométrico, onde essas duas etapas estão conectadas entre si, logo as dimensões das sapatas dependiam das características do terreno e da carga da superestrutura que estava incidindo.

A aplicação do projeto em outro local demonstrou que a capacidade de carga não atendia aos valores necessários para aquele terreno, isso significa dizer que o sistema sapata-solo não conseguiu suportar as tensões que estavam sendo transmitidas, assim estando a iminência de ruptura. Também apresentou, em algumas sapatas, valores de recalque e distorção angular superiores aos limites referenciados, provocando consequências quanto a funcionalidade e até danos estruturais da edificação.

Para que os valores de capacidade de carga crescessem e a tensão transmitida ao terreno e o recalque diminuíssem, seria necessário um aumento significativo nas dimensões das sapatas. Evidencia-se assim, a gravidade de um incorreto dimensionamento geométrico e geotécnico em um projeto de fundação.

Com o objetivo de garantir que se cumpra a finalidade da edificação é imprescindível que se mantenha entre limites prefixados tanto os recalques absolutos quanto os diferenciais (e, portanto, as distorções angulares). Caso contrário, poderá ocasionar o surgimento de manifestações patológicas que vão desde o comprometimento a estética da edificação até o dano da estabilidade da estrutura.

O investimento no projeto de fundação, isso inclui um correto programa de investigação geotécnica do local no qual a obra a ser implementada, é importante para a eliminação de gastos no decorrer da vida útil da obra, além de proporcionar a garantia da segurança dos usuários, para que a edificação não venha entrar em colapso. Assim, percebe-se o perigo da replicação de projetos de fundação para

distintos terrenos e a importância do laudo de sondagem durante a elaboração de um projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R.. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: São Paulo, 2010. 206 p.

ALONSO, U. R.. **Previsão e controle das fundações**. 3. reimp. São Paulo: E. Blucher, 2003. 142p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: 2010** Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6484**: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

AZEREDO, H. A. De. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

BASTOS, P.S.S. **Sapatas de Fundação**. Disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2015. 123p. Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto3.htm> Acesso em 12 mar.18.

BUNGENSTAB, F. C.. **Estimativas de recalques de sapatas apoiadas em solos arenosos: uma abordagem probabilística**. 2011. 206 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

CAMARGO, F. E. De. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura**. 2002. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

CAMPOS, J.C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo. Ed. Oficina de Textos. 2015. 542p.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1988. v. 1. 234p.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. e ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. e ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rim, 2003. 129p.

CRAIG, R.F. **Mecânica dos solos**. 7 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007. 365p.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução: EZ2Translate. São Paulo: Cengage Learning, 2013. 610p.

DIAS, M. S. **Análise do comportamento de edifícios apoiados em fundação direta no bairro da Ponta da Praia na cidade de Santos**. 2010. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.

FERREIRA, T. R.. **Cálculo da capacidade de carga e o dimensionamento de sapatas isoladas utilizando planilhas eletrônicas [manuscrito]**. 2013. 71 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2013.

GUSMÃO, A. D. **Desempenho de fundações de edifícios**. Simpósio sobre ISE. São Carlos. 2000.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

HOLANDA JR., O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

Marcelli, M.. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. São Paulo: Pini, 2007.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MIOZZO, L. G. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria**. 2007. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007.

OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de engenharia**. 7. Ed. São Paulo: FAPESP, 2011. P.586

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: Guia prático de projetos, execução e dimensionamento**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.

RUSSI, D.. **Estudo do Comportamento de Solos Através de Ensaio de Placa de diferentes diâmetros**. 2007. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de Ensaios SPT**. 2005. 179 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

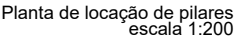
SIMONS, N. E. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Inter ciência, 1981.

SOUZA, E. G. de. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação**. 2003. 107 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios, causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Coedição IPT/EPUSP/PINI, 2007.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto – investigação do subsolo - fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Texto, 2004. v. 1.

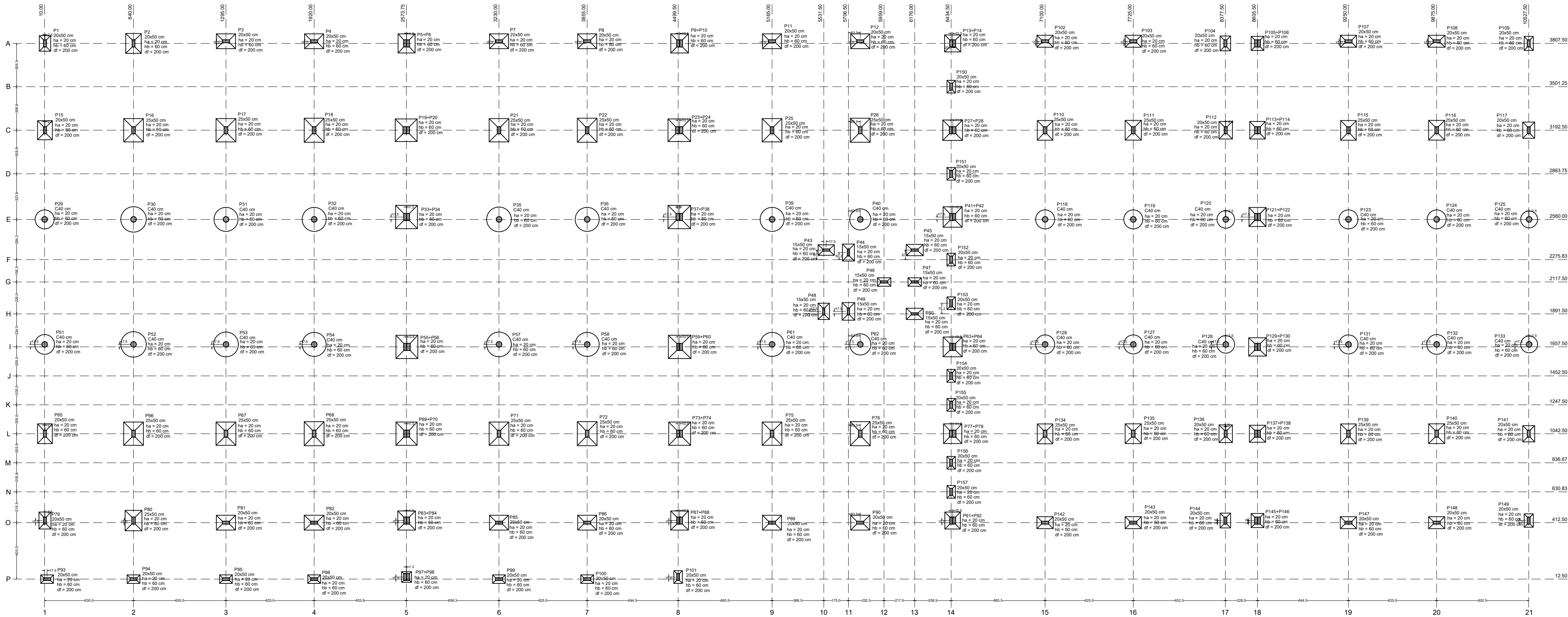
ANEXO C - Planta de carga e locação dos pilares



Nome	Seção	Pilar		Carga Máx. (t)	Carga Mín. (t)
		(cm)	(cm)		
P102	2x50x	10200	3822.50	41.3	33.1
P103	2x50x	7725.00	3822.50	41.1	32.6
P104	2x50x	9250.00	3822.50	41.2	32.9
P107	2x50x	9250.00	3822.50	40.8	32.8
P108	2x50x	9250.00	3822.50	41.7	33.4
P109	2x50x	8380.00	3822.50	39.8	25.9
P110	2x50x	7150.00	3192.50	65.5	49.6
P111	2x50x	7725.00	3192.50	66.1	49.8
P112	2x50x	8380.00	3192.50	67.7	49.9
P115	2x50x	9250.00	3192.50	65.1	49.2
P116	2x50x	7725.00	3192.50	65.0	47.0
P117	2x50x	10257.50	3192.50	40.9	33.3
P118	2x50x	10750.00	2560.00	61.2	48.2
P119	2x50x	9250.00	2560.00	61.5	48.4
P120	2x50x	8380.00	2560.00	50.7	40.6
P123	2x50x	9250.00	2560.00	61.7	48.8
P124	2x50x	9875.00	2560.00	60.7	48.8
P125	2x50x	10250.00	2560.00	46.6	38.1
P126	2x50x	10750.00	1675.00	61.5	48.4
P127	2x50x	7150.00	1675.00	62.1	48.2
P128	2x50x	8380.00	1675.00	50.9	40.7
P129	2x50x	7725.00	1675.00	62.0	50.5
P130	2x50x	9250.00	1675.00	61.2	48.3
P131	2x50x	10250.00	1675.00	47.0	39.4
P132	2x50x	10750.00	1675.00	46.8	39.3
P133	2x50x	7725.00	1042.50	66.1	48.8
P136	2x50x	8380.00	1042.50	68.1	37.7
P137	2x50x	9250.00	1042.50	68.1	48.2
P140	2x50x	10257.50	1042.50	40.9	30.5
P141	2x50x	10875.00	1042.50	40.9	33.3
P142	2x50x	10250.00	412.50	41.0	32.9
P143	2x50x	7725.00	412.50	40.5	32.2
P144	2x50x	8375.00	412.50	32.5	25.8
P145	2x50x	9875.00	412.50	42.6	30.5
P148	2x50x	10875.00	412.50	41.0	33.0
P149	2x50x	10257.50	427.50	25.6	18.6
P150	2x50x	10875.00	427.50	71.5	56.2
P13+P14	4x100x	4410.00	3192.50	58.2	50.2
P13+P15	4x100x	2577.50	3192.50	107.7	91.7
P23+P24	6x100x	4007.00	3907.50	112.2	91.4
P27+P28	6x100x	4545.00	3192.50	86.8	71.0
P29+P30	6x100x	2577.50	3192.50	105.5	97.2
P37+P38	4x50x	75.57	2557.50	113.8	90.4
P41+P42	6x100x	4545.00	2377.50	83.0	70.4
P43+P44	6x100x	1657.50	2557.50	112.2	88.5
P50+P50	4x50x	4510.00	1657.50	112.4	89.6
P63+P64	4x50x	4545.00	1657.50	80.5	65.9
P72+P73	4x50x	4510.00	1657.50	110.8	90.7
P77+P78	6x100x	4410.00	1042.50	78.9	64.9
P87+P88	6x100x	4410.00	1042.50	78.7	72.2
P87+P89	4x100x	4217.50	73.1	73.1	60.5
P105+P106	6x100x	4410.00	3192.50	56.0	40.9
P105+P107	6x100x	2025.00	3192.50	14.1	16.1
P105+P108	8x605x	4807.50	373.2	28.0	28.0
P121+P122	8x605x	4807.50	373.2	28.0	28.0
P121+P123	8x605x	5057.50	68.6	68.6	59.6
P121+P124	8x605x	5057.50	68.4	68.5	59.5
P145+P146	8x605x	4807.50	37.5	37.5	28.2
P150	2x50x	6434.50	2557.50	11.9	9.4
P151	2x50x	6434.50	2275.83	9.1	7.1
P152	2x50x	6434.50	1966.67	9.1	7.3
P153	2x50x	6434.50	1666.67	9.1	7.9
P154	2x50x	6434.50	1333.33	9.1	8.8
P155	2x50x	6434.50	112.2	8.3	8.4
P156	2x50x	6434.50	88.67	11.2	8.4
P157	2x50x	6434.50	83.83	11.2	8.2

Nome	Seção	Pilar		Carga Máx. (t)	Carga Mín. (t)
		(cm)	(cm)		
P102	2x50x	10200	3822.50	41.3	33.1
P103	2x50x	7725.00	3822.50	41.1	32.6
P104	2x50x	9250.00	3822.50	41.2	32.9
P107	2x50x	9250.00	3822.50	40.8	32.8
P108	2x50x	9250.00	3822.50	41.7	33.4
P109	2x50x	8380.00	3822.50	39.8	25.9
P110	2x50x	7150.00	3192.50	65.5	49.6
P111	2x50x	7725.00	3192.50	66.1	49.8
P112	2x50x	8380.00	3192.50	67.7	49.9
P115	2x50x	9250.00	3192.50	65.1	49.2
P116	2x50x	7725.00	3192.50	65.0	47.0
P117	2x50x	10257.50	3192.50	40.9	33.3
P118	2x50x	10750.00	2560.00	61.2	48.2
P119	2x50x	9250.00	2560.00	61.5	48.4
P120	2x50x	8380.00	2560.00	50.7	40.6
P123	2x50x	9250.00	2560.00	61.7	48.8
P124	2x50x	9875.00	2560.00	60.7	48.8
P125	2x50x	10250.00	2560.00	46.6	38.1
P126	2x50x	10750.00	1675.00	61.5	48.4
P127	2x50x	7150.00	1675.00	62.1	48.2
P128	2x50x	8380.00	1675.00	50.9	40.7
P129	2x50x	7725.00	1675.00	62.0	50.5
P130	2x50x	9250.00	1675.00	61.2	48.3
P131	2x50x	10250.00	1675.00	47.0	39.4
P132	2x50x	10750.00	1675.00	61.1	48.7
P133	2x50x	7725.00	1042.50	66.1	47.8
P136	2x50x	8380.00	1042.50	66.1	47.7
P137	2x50x	9250.00	1042.50	65.1	48.2
P140	2x50x	10257.50	1042.50	40.9	30.5
P141	2x50x	10750.00	1042.50	40.9	33.3
P142	2x50x	9250.00	1042.50	41.0	32.9
P143	2x50x	7725.00	412.50	40.5	32.2
P144	2x50x	8375.00	412.50	32.5	25.8
P145	2x50x	9875.00	412.50	40.8	30.6
P148	2x50x	10257.50	412.50	41.0	33.0
P149	2x50x	10750.00	412.50	25.6	18.6
P150	2x50x	9250.00	412.50	71.5	56.2
P13+P14	4x100x	4410.00	3192.50	58.2	50.2
P13+P15	4x100x	2577.50	3192.50	107.7	87.0
P23+P24	6x100x	400.00	3007.50	112.2	91.4
P27+P28	6x100x	400.00	3192.50	86.8	71.0
P29+P30	6x100x	2577.50	3192.50	105.5	87.2
P37+P38	4x50x	75.50	2577.50	113.8	90.4
P41+P42	6x100x	400.00	2377.50	83.0	70.4
P43+P44	6x100x	1657.50	2577.50	112.2	88.5
P50+P50	4x100x	4510.00	1657.50	112.4	89.6
P63+P64	4x100x	400.00	1657.50	80.5	65.9
P65+P66	4x100x	1657.50	1657.50	112.4	89.6
P73+P74	4x100x	4510.00	1042.50	110.8	90.2
P77+P78	6x445.00	1042.50	78.9	69.3	60.5
P81+P82	6x445.00	1042.50	78.9	72.7	62.9
P87+P88	4x100x	427.50	73.1	60.5	54.9
P90+P90	6x445.00	1042.50	56.0	49.0	43.0
P91+P92	2x100x	202.50	16.1	16.1	16.1
P105+P106	860.00x	3807.50	37.2	28.0	28.0
P107+P108	860.00x	3807.50	37.2	28.0	28.0
P121+P122	860.00x	2577.50	68.6	59.6	59.6
P129+P130	860.00x	3807.50	68.4	59.5	59.5
P131+P132	860.00x	3807.50	68.4	59.5	59.5
P145+P146	860.00x	427.50	37.5	27.5	28.2
P150	2x50x	6434.50	25.2	11.9	9.4
P151	2x50x	6434.50	227.83	10.2	10.2
P152	2x50x	6434.50	227.83	9.1	7.1
P153	2x50x	6434.50	196.67	9.1	7.1
P154	2x50x	6434.50	165.51	9.1	7.1
P155	2x50x	6434.50	142.32	11.2	8.3
P156	2x50x	6434.50	112.8	11.2	8.3
P157	2x50x	6434.50	86.87	11.2	8.3

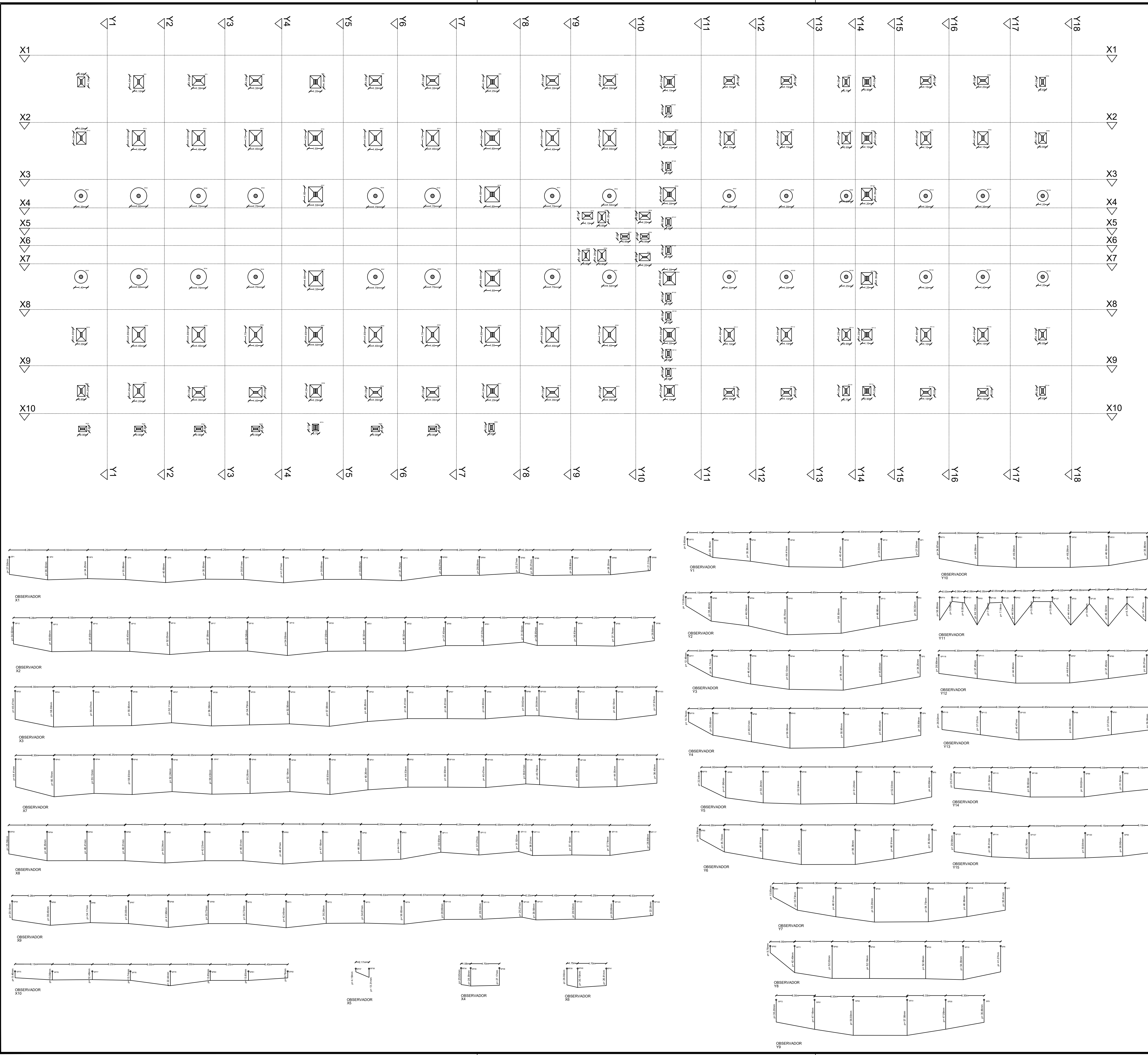
APÊNDICE A - Projeto de fundação desenvolvido



		Pilar		Carga Máx.		Carga Mín.		Lado B		Lado H		Fundação		h1 / hb		df	
Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
P1	20x50	12.50	3807.50	37.0	28.3	80	110	20	60	200	200						
P2	20x50	640.00	3807.50	64.0	49.4	110	140	20	60	200	200						
P3	20x50	1295.00	3822.50	58.2	45.7	105	135	20	60	200	200						
P4	20x50	1920.00	3822.50	60.3	47.4	105	135	20	60	200	200						
P7	20x50	3230.00	3822.50	59.8	47.0	105	135	20	60	200	200						
P8	20x50	3855.00	3822.50	60.2	47.3	105	135	20	60	200	200						
P11	20x50	5165.00	3822.50	60.0	46.8	105	135	20	60	200	200						
P12	20x50	5790.00	3822.50	60.0	47.3	105	135	20	60	200	200						
P15	20x50	12.50	3192.50	57.9	47.0	105	135	20	60	200	200						
P21	25x50	640.00	3192.50	98.8	74.4	140	165	20	60	200	200						
P22	25x50	1295.00	3192.50	97.1	73.3	140	165	20	60	200	200						
P18	25x50	1920.00	3192.50	100.8	76.0	140	170	20	60	200	200						
P21	25x50	3230.00	3192.50	98.8	74.8	140	165	20	60	200	200						
P22	25x50	3855.00	3192.50	100.7	75.9	140	170	20	60	200	200						
P25	25x50	5165.00	3192.50	99.1	74.7	140	165	20	60	200	200						
P28	25x50	5790.00	3192.50	100.6	75.6	140	170	20	60	200	200						
P29	C40	10.00	2560.00	62.1	51.1	135	165	20	60	200	200						
P30	C40	640.00	2560.00	109.0	86.1	180	200	20	60	200	200						
P31	C40	1295.00	2560.00	98.6	76.9	170	200	20	60	200	200						
P32	C40	1920.00	2560.00	97.9	75.3	170	200	20	60	200	200						
P35	C40	3230.00	2560.00	102.3	79.1	175	200	20	60	200	200						
P36	C40	3855.00	2560.00	99.3	73.9	170	200	20	60	200	200						
P39	C40	5165.00	2560.00	99.4	77.1	170	200	20	60	200	200						
P40	C40	5790.00	2560.00	75.5	59.7	150	200	20	60	200	200						
P43	15x50	5549.50	2343.50	35.9	19.8	75	115	20	60	200	200						
P44	15x50	5706.50	2326.00	41.8	29.8	85	120	20	60	200	200						
P45	15x50	6178.00	2343.50	39.6	25.8	80	120	20	60	200	200						
P46	15x50	9969.00	2117.50	2.0	7.7	2.0	60	20	60	200	200						
P47	15x50	6178.00	2117.50	16.9	10.0	60	95	20	60	200	200						
P48	15x50	5531.50	1909.00	36.9	23.1	80	115	20	60	200	200						
P49	15x50	5706.50	1909.00	46.5	31.8	90	120	20	60	200	200						
P50	15x50	6178.00	1891.50	39.2	25.8	80	120	20	60	200	200						
P51	C40	10.00	1675.00	63.9	52.1	140	200	20	60	200	200						
P52	C40	640.00	1675.00	112.4	88.5	180	200	20	60	200	200						
P53	C40	1295.00	1675.00	100.6	78.4	175	200	20	60	200	200						
P54	C40	1920.00	1675.00	99.2	76.1	170	200	20	60	200	200						
P57	C40	3230.00	1675.00	102.4	79.1	175	200	20	60	200	200						
P58	C40	3855.00	1675.00	97.0	74.2	170	200	20	60	200	200						
P5+P6	C40	2575.00	3807.50	69.7	54.9	120	135	20	60	200	200						
P61	C40	5165.00	1675.00	99.2	77.1	170	200	20	60	200	200						
P62	C40	5790.00	1675.00	75.5	59.7	150	200	20	60	200	200						
P65	20x50	12.50	1042.50	61.6	49.9	105	140	20	60	200	200						
P66	25x50	640.00	1042.50	97.9	74.0	140	165	20	60	200	200						
P67	25x50	1295.00	1042.50	98.0	74.1	140	165	20	60	200	200						
P68	25x50	1920.00	1042.50	100.9	76.0	140	160	20	60	200	200						
P71	25x50	3230.00	1042.50	98.6	74.8	140	165	20	60	200	200						
P72	25x50	3855.00	1042.50	100.9	76.0	140	170	20	60	200	200						
P75	25x50	5165.00	1042.50	99.2	74.8	140	165	20	60	200	200						
P76	25x50	5790.00	1042.50	100.5	75.6	140	170	20	60	200	200						
P79	20x50	12.50	427.50	42.8	35.0	85	120	20	60	200	200						
P80	25x50	640.00	427.50	71.3	53.5	120	145	20	60	200	200						
P81	20x50	1295.00	412.50	58.1	44.2	105	135	20	60	200	200						
P82	20x50	1920.00	412.50	62.0	47.4	105	140	20	60	200	200						
P85	20x50	3230.00	412.50	60.1	45.5	105	135	20	60	200	200						
P86	20x50	3855.00	412.50	60.1	45.5	105	135	20	60	200	200						
P89	20x50	5165.00	412.50	59.5	46.5	105	135	20	60	200	200						
P90	20x50	5790.00	412.50	59.0	46.6	105	135	20	60	200	200						
P93	20x50	27.50	12.50	12.6	8.6	60	90	20	60	200	200						
P94	20x50	640.00	12.50	15.9	13.4	60	90	20	60	200	200						
P95	20x50	1295.00	12.50	15.7	13.3	60	90	20	60	200	200						
P96	20x50	1920.00	12.50	13.9	16.5	60	90	20	60	200	200						
P99	20x50	3230.00	12.50	16.6	13.9	60	90	20	60	200	200						
P100	20x50	3855.00	12.50	16.6	13.9	60	90	20	60	200	200						
P101	20x50	4499.50	27.50	12.9	7.8	60	90	20	60	200	200						

		Pilar		Carga Máx.		Carga Mín.		Lado B		Lado H		Fundação		h1 / hb		df	
Nome	Seção	X (cm)	Y (cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
P102	20x50	7100.00	3822.50	41.3	33.1	85	115	20	60	200	200						
P103	20x50	7725.00	3822.50	41.1	32.6	85	115	20	60	200	200						
P104	20x50	8377.50	3807.50	32.5	25.9	75	105	20	60	200	200						
P107	20x50	9250.00	3822.50	40.8	32.8	85	115	20	60	200	200						
P108	20x50	9875.00	3822.50	41.7	33.4	85	120	20	60	200	200						
P109	20x50	10527.50	3807.50	25.9	19.8	65	100	20	60	200	200						
P110	25x50	7100.00	3192.50	65.5	49.6	110	140	20	60	200	200						
P111	25x50	7725.00	3192.50	66.1	49.8	115	140	20	60	200	200						
P112	25x50	8380.00	3192.50	69.1	51.7	120	150	20	60	200	200						
P115	25x50	9250.00	3192.50	65.1	49.2	110	140	20	60	200	200						
P116	25x50	9875.00	3192.50	67.0	50.5	115	140	20	60	200	200						
P117	25x50	10527.50	3192.50	69.9	53.3	120	150	20	60	200	200						
P118	C40	7100.00	2560.00	61.2	49.2	135	165	20	60	200	200						
P119	C40	7725.00	2560.00	61.5	49.4	135	165	20	60	200	200						
P120	C40	8380.00	2560.00	50.7	40.4	125	160	20	60	200	200						
P123	C40	9250.00	2560.00	61.7	49.8	135	165	20	60	200	200						
P124	C40	9875.00	2560.00	62.8	50.7	135	165	20	60	200	200						
P125	C40	10530.00	2560.00	46.6	39.1	120	150	20	60	200	200						
P126	C40	7100.00	1675.00	61.5	49.4	135	165	20	60	200	200						
P127	C40	7725.00	1675.00	62.1	49.9	135	165	20	60	200	200						
P128	C40	8380.00	1675.00	50.9	40.7	125	160	20	60	200	200						
P131	C40	9250.00	1675.00	62.0	50.0	135	165	20	60	200	200						
P132	C40	9875.00	1675.00	63.5	51.2	140	170	20	60	200	200						
P133	C40	10530.00	1675.00	47.0	40.4	120	150	20	60	200	200						
P134	25x50	7100.00	1042.50	65.5	49.6	110	140	20	60	200	200						
P135	25x50	7725.00	1042.50	66.1	49.8	115	140	20	60	200	200						
P136	25x50	8380.00	1042.50	69.1	51.7	120	150	20	60	200	200						
P137	25x50	9250.00	1042.50	65.1	49.2	110	140	20	60	200	200						
P140	25x50	9875.00	1042.50	67.0	50.5	115	140	20	60	200	200						
P141	25x50	10527.50	1042.50	69.9	53.3	120	150	20	60	200	200						
P142	C40	7100.00	412.50	41.0	31.5	85	115	20	60	200	200						
P143	C40	7725.00	412.50	40.5	32.3	85	115	20	60	200	200						
P144	C40	8377.50	412.50	40.9	33.0	85	120	20	60	200	200						
P145	C40	9250.00	412.50	40.5	32.3	85	115	20	60	200	200						
P148	20x48	8879.50	412.50	41.0	33.0	85	115	20	60	200	200						
P149	20x48	9250.00	412.50	42.7	35.6	95	125	20	60	200	200						
PBP-010	45x100	4500.00	3807.50	115.5	56.2	125	135	30	60	200	200						
P13+P14	45x100	4500.00	3807.50	58.2	45.0	115	120	30	60	200	200						
PBP-011	257x100	2570.00	3192.50	107.7	160	150	160	30	60	200	200						
P20+P21	45x100	4500.00	3192.50	112.2	54.1	140	160	30	60	200	200						
PBP-012	45x100	4500.00	3192.50	66.2	91.4	160	180	30	60	200	200						
P20+P22	45x100	4500.00	3192.50	106.8	114	140	160	30	60	200	200						
P23+P24	257x100	2570.00	277.2	109.6	87.2	150	160	30	60	200	200						
PBP-013	45x100	4500.00	277.2	113.0	91.4	160	180	30	60	200	200						
PBP-014	45x100	4500.00	277.2	63.0	145	180	190	30	60	200	200						
PBP-015	257x100	2570.00	125.5	111.1	88.5	155	160	30	60	200	200						
PBP-016	45x100	4500.00	1657.50	112.4	89.6	150	160	30	60	200	200						
PBP-017	45x100	4500.00	1657.50	107.7	160	150	160	30	60	200	200						
PBP-018	257x100	2570.00	1042.50	108.1	85.9	150	160	30	60	200	200						
PBP-019	451x100	4510.00	1042.50	110.8	90.2	165	175	30	60	200	200						
P27+P78	45x100	4500.00	1042.50	72.9	64.9	130	140	30	60	200	200						
PBP-014	257x100	2570.00	427.50	73.1	59.7	125	135	30	60	200	200						
PBP-015	451x100	4510.00	427.50	73.5	73.5	135	135	30	60	200	200						
PBP-016	257x100	2570.00	427.50	69.9	49.9	110	120	30	60	200	200						
PBP-017	45x100	4500.00	27.50	21.4	16.1	70	75	30	60	200	200						
PBP-018	800x50	8000.00	3807.50	37.2	30.0	100	110	30	60	200	200						
P13+P114	800x50	8000.00	3192.50	58.5	50.5	110	125	30	60	200	200						
P13+P115	800x50	8000.00	277.50	66.6	63.6	135	145	30	60	200	200						
P13+P116	800x50	8000.00	1657.50	68.4	59.5	125	130	30	60	200	200						
P137+P138	800x50	8000.00	1042.50	58.5	50.5	115	120	30	60	200	200						
PBP-014+P116	800x50	8000.00	427.50	37.5	37.5	100	110	30	60	200	200						
P100	20x50	6434.50	3501.25	11.9	9.4	60	60	20	60	200	200						
P151	20x50	6434.50	2883.75	12.6	10.2	60	60	20	60	200	200						
P152	20x50	6434.50	2278.75	9.1	9.1	50	50	20	60	200	200						
P153	20x50	6434.50	1866.67	9.1	7.3	60	60	20	60	200	200						
P154	20x50	6434.50	1452.50	10.4	7.9	60	60	20	60	200	200						
P155	20x50	6434.50	1247.50	11.2	8.3	60	60	20	60	200	200						
P156	20x50	6434.50	836.67	11.2	8.4	60	60	20	60	200	200						
P157	20x50	6434.50	425.00	8.8	8.8	50	50	20	60	200	200						

APÊNDICE B - Representação gráfica dos recalques ocasionados pelo projeto padrão em outro terreno



RECALQUE DO COMPORTAMENTO				
SAPATA	Reaque (mm)	OBS	Sapatas	Reaque (mm)
SP01	27,5	X1	SP01-SP02	5,52
SP02	34,32		SP02-SP03	2,02
SP03	34,32		SP03-SP04	1,64
SP04	52,89		SP04-SP05	4,8
SP05	46,09		SP05-SP06	5,19
SP06	35,5		SP06-SP07	5,31
SP07	46,09		SP07-SP08	5,19
SP08	41,27		SP08-SP09	5,51
SP09	35,56		SP09-SP10	5,32
SP10	35,56		SP10-SP11	5,32
SP11	37,75	X2	SP11-SP12	8,48
SP12	28,27		SP12-SP13	0,19
SP13	28,27		SP13-SP14	0,19
SP14	25,27		SP14-SP15	4,28
SP15	25,27		SP15-SP16	4,28
SP16	29,27		SP16-SP17	5,47
SP17	28,27		SP17-SP18	5,47
SP18	28,27		SP18-SP19	5,47
SP19	28,27		SP19-SP20	5,47
SP20	28,27		SP20-SP21	5,47
SP21	28,27	X3	SP21-SP22	5,47
SP22	28,27		SP22-SP23	5,47
SP23	28,27		SP23-SP24	5,47
SP24	28,27		SP24-SP25	5,47
SP25	28,27		SP25-SP26	5,47
SP26	28,27		SP26-SP27	5,47
SP27	28,27		SP27-SP28	5,47
SP28	28,27		SP28-SP29	5,47
SP29	28,27		SP29-SP30	5,47
SP30	28,27		SP30-SP31	5,47
SP31	28,27	X4	SP31-SP32	5,47
SP32	28,27		SP32-SP33	5,47
SP33	28,27		SP33-SP34	5,47
SP34	28,27		SP34-SP35	5,47
SP35	28,27		SP35-SP36	5,47
SP36	28,27		SP36-SP37	5,47
SP37	28,27		SP37-SP38	5,47
SP38	28,27		SP38-SP39	5,47
SP39	28,27		SP39-SP40	5,47
SP40	28,27		SP40-SP41	5,47
SP41	28,27	X5	SP41-SP42	5,47
SP42	28,27		SP42-SP43	5,47
SP43	28,27		SP43-SP44	5,47
SP44	28,27		SP44-SP45	5,47
SP45	28,27		SP45-SP46	5,47
SP46	28,27		SP46-SP47	5,47
SP47	28,27		SP47-SP48	5,47
SP48	28,27		SP48-SP49	5,47
SP49	28,27		SP49-SP50	5,47
SP50	28,27		SP50-SP51	5,47
SP51	28,27	X6	SP51-SP52	5,47
SP52	28,27		SP52-SP53	5,47
SP53	28,27		SP53-SP54	5,47
SP54	28,27		SP54-SP55	5,47
SP55	28,27		SP55-SP56	5,47
SP56	28,27		SP56-SP57	5,47
SP57	28,27		SP57-SP58	5,47
SP58	28,27		SP58-SP59	5,47
SP59	28,27		SP59-SP60	5,47
SP60	28,27		SP60-SP61	5,47
SP61	28,27	X7	SP61-SP62	5,47
SP62	28,27		SP62-SP63	5,47
SP63	28,27		SP63-SP64	5,47
SP64	28,27		SP64-SP65	5,47
SP65	28,27		SP65-SP66	5,47
SP66	28,27		SP66-SP67	5,47
SP67	28,27		SP67-SP68	5,47
SP68	28,27		SP68-SP69	5,47
SP69	28,27		SP69-SP70	5,47
SP70	28,27		SP70-SP71	5,47
SP71	28,27	X8	SP71-SP72	5,47
SP72	28,27		SP72-SP73	5,47
SP73	28,27		SP73-SP74	5,47
SP74	28,27		SP74-SP75	5,47
SP75	28,27		SP75-SP76	5,47
SP76	28,27		SP76-SP77	5,47
SP77	28,27		SP77-SP78	5,47
SP78	28,27		SP78-SP79	5,47
SP79	28,27		SP79-SP80	5,47
SP80	28,27		SP80-SP81	5,47
SP81	28,27	X9	SP81-SP82	5,47
SP82	28,27		SP82-SP83	5,47
SP83	28,27		SP83-SP84	5,47
SP84	28,27		SP84-SP85	5,47
SP85	28,27		SP85-SP86	5,47
SP86	28,27		SP86-SP87	5,47
SP87	28,27		SP87-SP88	5,47
SP88	28,27		SP88-SP89	5,47
SP89	28,27		SP89-SP90	5,47
SP90	28,27		SP90-SP91	5,47
SP91	28,27	X10	SP91-SP92	5,47
SP92	28,27		SP92-SP93	5,47
SP93	28,27		SP93-SP94	5,47
SP94	28,27		SP94-SP95	5,47
SP95	28,27		SP95-SP96	5,47
SP96	28,27		SP96-SP97	5,47
SP97	28,27		SP97-SP98	5,47
SP98	28,27		SP98-SP99	5,47
SP99	28,27		SP99-SP100	5,47
SP100	28,27		SP100-SP101	5,47

RECALQUE DO COMPORTAMENTO				
SAPATA	Reaque (mm)	OBS	Sapatas	Reaque (mm)
SP01	27,5	Y1	SP01-SP12	5,52
SP02	34,32		SP02-SP13	2,02
SP03	34,32		SP03-SP14	1,64
SP04	52,89		SP04-SP15	4,8
SP05	46,09		SP05-SP16	5,19
SP06	35,5		SP06-SP17	5,31
SP07	46,09		SP07-SP18	5,19
SP08	41,27		SP08-SP19	5,51
SP09	35,56		SP09-SP20	5,32
SP10	35,56		SP10-SP21	5,32
SP11	37,75	Y2	SP11-SP22	8,48
SP12	28,27		SP12-SP23	0,19
SP13	28,27		SP13-SP24	0,19
SP14	25,27		SP14-SP25	4,28
SP15	25,27		SP15-SP26	4,28
SP16	29,27		SP16-SP27	5,47
SP17	28,27		SP17-SP28	5,47
SP18	28,27		SP18-SP29	5,47
SP19	28,27		SP19-SP30	5,47
SP20	28,27		SP20-SP31	5,47
SP21	28,27	Y3	SP21-SP32	5,47
SP22	28,27		SP22-SP33	5,47
SP23	28,27		SP23-SP34	5,47
SP24	28,27		SP24-SP35	5,47
SP25	28,27		SP25-SP36	5,47
SP26	28,27		SP26-SP37	5,47
SP27	28,27		SP27-SP38	5,47
SP28	28,27		SP28-SP39	5,47
SP29	28,27		SP29-SP40	5,47
SP30	28,27		SP30-SP41	5,47
SP31	28,27	Y4	SP31-SP42	5,47
SP32	28,27		SP32-SP43	5,47
SP33	28,27		SP33-SP44	5,47
SP34	28,27		SP34-SP45	5,47
SP35	28,27		SP35-SP46	5,47
SP36	28,27		SP36-SP47	5,47
SP37	28,27		SP37-SP48	5,47
SP38	28,27		SP38-SP49	5,47
SP39	28,27		SP39-SP50	5,47
SP40	28,27		SP40-SP51	5,47
SP41	28,27	Y5	SP41-SP52	5,47
SP42	28,27		SP42-SP53	5,47
SP43	28,27		SP43-SP54	5,47
SP44	28,27		SP44-SP55	5,47
SP45	28,27		SP45-SP56	5,47
SP46	28,27		SP46-SP57	5,47
SP47	28,27		SP47-SP58	5,47
SP48	28,27		SP48-SP59	5,47
SP49	28,27		SP49-SP60	5,47
SP50	28,27		SP50-SP61	5,47
SP51	28,27	Y6	SP51-SP62	5,47
SP52	28,27		SP52-SP63	5,47
SP53	28,27		SP53-SP64	5,47
SP54	28,27		SP54-SP65	5,47
SP55	28,27		SP55-SP66	5,47
SP56	28,27		SP56-SP67	5,47
SP57	28,27		SP57-SP68	5,47
SP58	28,27		SP58-SP69	5,47
SP59	28,27		SP59-SP70	5,47
SP60	28,27		SP60-SP71	5,47
SP61	28,27	Y7	SP61-SP72	5,47
SP62	28,27		SP62-SP73	5,47
SP63	28,27		SP63-SP74	5,47
SP64	28,27		SP64-SP75	5,47
SP65	28,27		SP65-SP76	5,47
SP66	28,27		SP66-SP77	5,47
SP67	28,27		SP67-SP78	5,47
SP68	28,27		SP68-SP79	5,47
SP69	28,27		SP69-SP80	5,47
SP70	28,27		SP70-SP81	5,47
SP71	28,27	Y8	SP71-SP82	5,47
SP72	28,27		SP72-SP83	5,47
SP73	28,27		SP73-SP84	5,47
SP74	28,27		SP74-SP85	5,47
SP75	28,27		SP75-SP86	5,47
SP76	28,27		SP76-SP87	5,47
SP77	28,27		SP77-SP88	5,47
SP78	28,27		SP78-SP89	5,47
SP79	28,27		SP79-SP90	5,47
SP80	28,27		SP80-SP91	5,47
SP81	28,27	Y9	SP81-SP92	5,47
SP82	28,27		SP82-SP93	5,47
SP83	28,27		SP83-SP94	5,47
SP84	28,27		SP84-SP95	5,47
SP85	28,27		SP85-SP96	5,47
SP86	28,27		SP86-SP97	5,47
SP87	28,27		SP87-SP98	5,47
SP88	28,27		SP88-SP99	5,47
SP89	28,27		SP89-SP100	5,47
SP90	28,27		SP90-SP101	5,47
SP91	28,27	Y10	SP91-SP102	5,47
SP92	28,27		SP92-SP103	5,47
SP93	28,27		SP93-SP104	5,47
SP94	28,27		SP94-SP105	5,47
SP95	28,27		SP95-SP106	5,47
SP96	28,27		SP96-SP107	5,47
SP97	28,27		SP97-SP108	5,47
SP98	28,27		SP98-SP109	5,47
SP99	28,27		SP99-SP110	5,47
SP100	28,27		SP100-SP111	5,47

TITULO

PROJETO DE CONCRETO ARMADO

RESPONSÁVEL TÉCNICO

LARISSA VITTORAZZI NOGUEIRA PEREIRA

CLIENTE

XXXXX

ASSUNTO

COMPORTAMENTO RECALQUE DAS SAPATAS

REVISOR

XXXXX

FOLHA

01

DATA

XXXXX

ESCALA

INDICADA