



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Evandro Schmitt

DIRETRIZES PARA PROJETO DE FUNDAÇÃO TIPO SAPATA PARA UM EDIFÍCIO
DE 15 PAVIMENTOS, LOCALIZADO NA REGIÃO CENTRAL DE PALMAS – TO.

Palmas - TO

2015



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Evandro Schmitt

DIRETRIZES PARA PROJETO DE FUNDAÇÃO TIPO SAPATA PARA UM EDIFÍCIO
DE 15 PAVIMENTOS, LOCALIZADO NA REGIÃO CENTRAL DE PALMAS – TO.

Monografia apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC - II) do curso de Engenharia Civil do CEULP – ULBRA, orientado pelo Msc. Edivaldo Alves dos Santos.

Palmas - TO
2015

Evandro Schmitt

DIRETRIZES PARA PROJETO DE FUNDAÇÃO TIPO SAPATA PARA UM EDIFÍCIO
DE 15 PAVIMENTOS, LOCALIZADO NA REGIÃO CENTRAL DE PALMAS – TO.

Monografia apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC - II) do curso de Engenharia Civil do CEULP – ULBRA, orientado pelo Msc. Eivaldo Alves dos Santos.

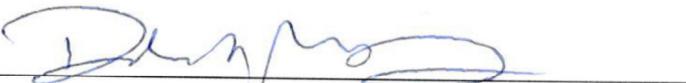
Aprovado em 30 de novembro de 2015.

BANCA EXAMINADORA



Prof. Msc. Eivaldo Alves dos Santos.

Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Msc. Fábio Henrique de Melo Ribeiro

Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Fernando Moreno Suarte Júnior

Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas - TO

2015

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS	14
1.1.1 Objetivos Gerais	14
1.1.2 Objetivos Específicos	14
1.2 JUSTIFICATIVA	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	16
2.1.1 Classificação trilinear dos solos	17
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	17
2.2.1 Análise do solo.....	18
2.2.1.1 Investigação SPT	18
2.2.1.1.1 Investigação SPT-T	20
2.2.1.1.2 Correlação relevante no SPT	21
2.2.1.2 Ensaio CPT	22
2.3 CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO	22
2.3.1 Determinação de capacidade de carga do solo para fundações rasas.....	22
2.3.1.1 Modelo de Terzaghi	22
2.3.1.2 Modelo de Skempton.....	25
2.3.1.3 Modelo do médio SPT para fundações rasas.....	26
2.3.2 Determinação de capacidade de carga do solo para fundações profundas.....	26
2.3.2.1 Modelo do médio SPT para fundações profundas.....	26
2.3.2.2 Modelo do CPT	27
2.3.2.3 Modelo de Aoki e Velloso.....	27
2.3.2.4 Modelo de Decourt e Quaresma	29
2.3.3 Coeficiente de segurança.....	31
2.3.4 Recalque	32
2.3.4.1 Recalque imediato	33
2.3.4.2 Recalque por adensamento	34
2.3.4.3 Métodos semi-empíricos.....	36
2.3.4.3.1 Métodos de Terzaghi e Peck (SPT)	36
2.3.4.3.2 Métodos de Alpan (SPT)	36
2.3.4.3.3 Método Barata (CPT)	38
2.3.4.3.4 Métodos Burland e Burbidge (SPT).....	39

2.3.4.4 Recalque admissível	40
2.4 CARACTERIZAÇÃO DE FUDAÇÃO	41
2.4.1 Fundações superficiais ou rasas.....	41
2.4.2 Fundações profundas	43
2.4.3 Planta de carga.....	44
2.5 MÉTODOS DE CÁLCULOS.....	44
2.5.1 Tubulão céu aberto	44
2.5.1.1 Geometria da fundação.....	44
2.5.1.2 Cálculo da armação de tubulões	45
2.5.2 Sapata isolada	46
2.5.2.1 Geometria da fundação.....	46
2.5.2.2 Método dos momentos fletores	48
2.5.2.2.1 Cálculo da armação da sapata pelo método do momento fletor.....	49
2.5.2.3 Método das bielas	51
2.5.2.3.1 Cálculo da armação da sapata pelo método das bielas	53
3. METODOLOGIA.....	54
3.1 Planta de carga	55
3.2 Investigação geotécnica	55
3.3 Capacidade de carga do solo.....	56
3.4 Determinação geométrica da fundação	56
3.5 Previsão de recalque.....	57
3.6 Estrutura de concreto armado	57
3.6.1 Cálculo dos momentos fletores	57
3.6.2 Armadura de flexão	57
3.6.3 Determinação da bitola e espaçamento das barras	58
3.7 Elaboração gráfica do projeto	58
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1 Investigação geotécnica	59
4.1.1 Setorização das áreas de influência das sondagens	59
4.2 Memória de cálculo	60
4.3 Análise dos resultados	61
4.4 Comparação técnica entre fundações do tipo tubulão e sapata	62
4.4.1 Tipos de escavação	62
4.4.2 Estabilidade do solo.....	62
4.4.3 Rebaixamento do lençol freático	63

4.4.4 Consumo de material.....	63
5. CONCLUSÃO.....	65
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
APÊNDICE A – Memoria de calculo.....	68
APÊNDICE B – Demonstrativo de calculo	72
APÊNDICE C – Tabela resumo de calculo	78
APÊNDICE D – Projetos de locação e detalhamento das sapatas.....	80
ANEXO A – Projete arquitetônico, planta de carga e planta de locação dos tubulões ...	84
ANEXO B – Laudo SPT.....	88
ANEXO C – Autorização de uso dos projetos e laudos.....	91

RESUMO

A Engenharia de Fundações é uma arte, que leva em conta a experiência com o comportamento das fundações atendendo as peculiaridades dos solos, juntamente com o desenvolvimento de técnicas de projeto e execução das fundações. As fundações são divididas em dois grupos: as fundações superficiais ou rasas; e as fundações profundas. Sendo diferenciadas pelo seu método de transmissão de carga ao solo e sua profundidade. Na definição do tipo de fundação a ser empregada, deve ser levado em conta, as características geotécnicas do local, as grandezas das cargas aplicadas, a disponibilidade de equipamentos para execução da fundação e a segurança das edificações vizinhas. O propósito deste trabalho visa o dimensionamento de fundação rasa tipo sapata, através da planta de carga e do laudo SPT, de um edifício que apresenta projeto de fundação profunda tipo Tubulão a céu aberto. Dimensionar fundação rasa tipo sapata em um edifício de quinze pavimentos, sendo dois subsolos, localizado na região central de Palmas – Tocantins, executado com fundação tipo tubulão e discutir elementos que influenciaram na tomada de decisão do tipo de fundação que melhor se adequa ao empreendimento. Os procedimentos adotados o caracterizam com pesquisa de estudo de caso com natureza qualitativa. Sendo embasadas por meio de revisões bibliográficas, através de livros, periódicos técnicos e normas da associação brasileira de normas técnicas (ABNT). Os métodos de cálculos adotados seguem as indicações dos autores apresentados no referencial teórico e atende as especificações das normas técnicas vigentes no Brasil que tratam o assunto. Sendo definido como método de investigação o SPT e para fim de cálculo estrutural o método dos momentos fletores. Com os resultados obtidos conclui-se que, como esperado, a fundação tipo sapata mostrou-se tecnicamente viável no ponto de vista que atende as solicitações da estrutura.

Palavras-chave: Fundação; Sapata; Dimensionando de sapatas.

ABSTRACT

The Foundation Engineering is an art that takes into account the experience with the behavior of foundations considering the soil peculiarities, along with the development of design techniques and execution of the foundations. Foundations are divided into two groups: the superficial or shallow foundations; and deep foundations. As distinguished by its method of transmitting load to the ground and its depth. When defining the type of foundation to be used, must be taken into account, the geotechnical characteristics of the site, the magnitudes of the applied loads, the availability of equipment for execution of the foundation and the safety of neighboring buildings. The purpose of this work is aimed at sizing shallow shoe type foundation, through the load and the SPT report plant, a building that has deep foundation design type pipe in the open. Scale shallow foundation type shoe on a fifteen-floor building, two basements, located in central Palmas - Tocantins, executed foundation type caisson and discuss factors that influenced the tonada decision on the type of foundation that best suits the project. The procedures adopted to characterize case study research with qualitative nature. Being informed through literature reviews, through books, technical journals and standards of the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT). The methods of calculation adopted following the indications of the authors presented the theoretical framework and meets the specifications of the technical standards in Brazil treating the subject. It is defined as a research method the SPT and to structural calculation method of bending moments. With the results obtained it is concluded that, as expected, the shoe type foundation proved to be technically feasible in view that meets the requests of the structure.

Key words: Foundation; shoe; Sizing shoes.

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Relação de eficiência do N-SPT	21
Equação 2 – Correção do valor N para areia - Décourt	21
Equação 3 - Correção do valor N para areia – Skempton	21
Equação 4 – Modelo de Terzaghi	23
Equação 5 – Minoração tensão admissível do solo	24
Equação 6 - Modelo de Skempton - solo coesivos	25
Equação 7 - Modelo de Skempton - para sapatas	26
Equação 8 – Formula de complementação ao modelo de Skempton	26
Equação 9 – Modelo do médio SPT - fundações rasas	26
Equação 10 - Modelo do médio SPT - fundações profundas	26
Equação 11 – Modelo CPT	27
Equação 12 – Modelo de Aoki e Velloso	27
Equação 13 – Relação entre SPT e CPT – para resistência de ponta	27
Equação 14 - Relação entre SPT e CPT – para resistência lateral	27
Equação 15 – Resistencia total para o método de Aoki e Velloso	28
Equação 16 – Modelo de Decourt e Quaresma – Resistencia de ponta e lateral	29
Equação 17 - Modelo de Decourt e Quaresma – Adotando o modelo SPT	29
Equação 18 - Modelo de Decourt e Quaresma – Resistencia total	29
Equação 19 – Modelo de Velloso – Resistencia total	30
Equação 20 – Modelo de Velloso – Resistencia de ponta e lateral	30
Equação 21 – Modelo de Velloso – Resistencia lateral media	31
Equação 22 – Recalque total	32
Equação 23 – Recalque imediato	33
Equação 24 – Tensão de recalque	33
Equação 25 – Recalque pela equação de Boussinesq	33
Equação 26 – Recalque primário por adensamento	35
Equação 27 - Recalque primário por adensamento	35
Equação 28 – Recalque secundário por adensamento	35
Equação 29 – Fator de tempo para recalque – $U \leq 60\%$	35
Equação 30 - Fator de tempo para recalque – $U > 60\%$	35
Equação 31 – Relação U	35
Equação 32 - Fator de tempo para recalque – em função de H	35
Equação 33 – Recalque – Método de Terzaghi e Peck	36

Equação 34 – Recalque da estrutura real – Método Alpan	36
Equação 35 – Recalque da placa – Método Alpan	37
Equação 36 – Modulo de Yong, para teoria de Barata	38
Equação 37 - Recalque – Método de Barata	38
Equação 38 - Recalque – Método Burland e Burbibge	39
Equação 39 - Formula de complementação ao método Burland e Burbibge	39
Equação 40 - Formula de complementação ao método Burland e Burbibge	39
Equação 41 – Correção de N para o método de Burland e Burbibge	40
Equação 42 – Área da base do tubulão	44
Equação 43 – Área do fuste do tubulão	45
Equação 44 – Taxa de armação para tubulão	45
Equação 45 – Área de aço mínima de aço para tubulão	46
Equação 46 – Área da base da sapata	46
Equação 47 – Dimensões dos lados das sapatas quadras	46
Equação 48 – Dimensões dos lados das sapatas retangulares	46
Equação 49 – Rigidez das sapatas	47
Equação 50 – Comprimento de ancoragem	47
Equação 51 - Formula de complementação para o comprimento da ancoragem	47
Equação 52 - Formula de complementação para o comprimento da ancoragem	48
Equação 53 – Momento fletor para sapatas	48
Equação 54 – Condição de compressão no concreto	49
Equação 55 – Condição de punção no concreto	49
Equação 56 – Coeficiente K6	49
Equação 57 – Área de aço para o momento fletor máximo	50
Equação 58 – Área de aço mínima	50
Equação 59 – Esforço de tração – Método das bielas	52
Equação 60 – Tensão máxima nas bielas – Sapatas retangulares.....	52
Equação 61 - Tensão máxima nas bielas – Sapatas quadradas.....	52
Equação 62 – Área de aço para sapatas – Método das bielas	53

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - valores de ID em função de $(N1)60$. Para areia normalmente adensada.	22
Tabela 2 - Valores do fator de forma em relação a geometria da peça estrutural.	23
Tabela 3 - Coesão em relação ao N-SPT.	24
Tabela 4 - Ângulo de atrito em relação ao N-SPT.	25
Tabela 5 - Fator de carga de acordo com a geometria da peça.	25
Tabela 6 - Coeficiente de transformação	28
Tabela 7 - Coeficiente K e α	28
Tabela 8 - Fator característico do solo, para estacas escavadas.	29
Tabela 9 - Valores do coeficiente α em relação ao tipo de estaca.	30
Tabela 10 - Valores do coeficiente β em relação ao tipo de estaca.	30
Tabela 11 - Determinação de α , λ e β	31
Tabela 12 - Fator de segurança e coeficientes de minoração para fundações superficiais.	32
Tabela 13 -Fator de forma.	37
Tabela 14 - Fator de forma IS , de carregamentos na superfície.	38
Tabela 15 - Fator de forma $IS * Ih$, de carregamentos na superfície ($Id = 1,0$)	39
Tabela 16 -Correlação entre recalque diferencial aceitável e a finalidade de uso da estrutura	40
Tabela 17 - Coeficiente $K3$, $K6$ e Kx	50
Tabela 18: Comparativo de consumo de material e volume de escavação	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Triângulo utilizado para classificação trilinear do solo.....	17
Figura 2 - Estimativa para profundidade da sondagem SPT	19
Figura 3 - Laudo de sondagem.	20
Figura 4 - Ábaco para determinação do fator de carga (N).....	23
Figura 5 - Diagrama da superfície de ruptura.....	24
Figura 6 - Detalhamento gráfico da equação de Boussinesq (1885).	34
Figura 7 - Comportamento gráfico do adensamento primário.	34
Figura 8 - Comportamento gráfico do adensamento secundário.....	35
Figura 9 - Correção do valor N.....	37
Figura 10 - Determinação de a_0 a partir de N.	37
Figura 11 - Sapata.....	41
Figura 12 - Bloco.....	42
Figura 13 - Radier.....	42
Figura 14 - Sapata corrida.	42
Figura 15 - Estacas: (a) metálicas; (b) pré-moldadas de concreto vibrado;	43
Figura 16 - Tubulão.	43
Figura 17 - Modelo de planta de carga.....	44
Figura 18 - Detalhe da altura do tubulão	45
Figura 19 - Representação da distribuição dos esforços em sapata.....	48
Figura 20 - Modelo gráfico do método das bielas	52
Figura 21: Localização da obra no plano diretor.....	54
Figura 22: Locação das sondagens	55
Figura 23: Divisão dos setores de investigação do solo	60
Figura 24 Comparativo de consumo de materiais	63

1. INTRODUÇÃO

A evolução das fundações caminha paralela à evolução das descobertas sobre mecânica dos solos e de geologia. De acordo com Rebello (2008), os primeiros destaques relevantes no estudo dos solos, foram iniciados no século XIX, por Coulomb, sendo intensificados por Terzaghi no início do século XX. No Brasil os primeiros passos se deram a partir de 1938, com a criação do laboratório de ensaios de materiais da escola politécnica da USP, hoje nomeado de IPT, direcionado a pesquisa, entre elas, da engenharia de solos e fundações.

Os modelos de cálculo para dimensionamento de fundações usuais no Brasil hoje, tiveram seus desenvolvimentos concentrados nas décadas de 70 e 80, estando entre eles os modelos de: Terzaghi (1948); Skempton (1986); Aoki e Velloso (1975); Décourt e Quaresma (1978); Velloso (1981).

Segundo Cintra; Aoki (1999), o modelo de capacidade de carga de Décourt e Quaresma, comprovou sua eficiência no congresso ESOPT – II, realizado na Holanda em 1982, em uma competição de previsão de capacidade de carga Décourt, utilizando seu método, por meio da investigação SPT, estimou uma carga de 1180 kN, sendo realizada a prova de carga de ruptura da estaca, tendo como resultado 1200kN. No caso das fundações superficiais, entre os métodos indicados pela NBR 6122/2010, encontra-se o método semi-empírico, com valores determinados através de ensaios, tais como, SPT e CPT.

A engenharia de fundação tem uma importância ímpar no mercado da construção, pois, tem influência direta no custo final e na durabilidade da construção. Uma fundação bem escolhida e devidamente dimensionada acarreta uma maior eficiência do sistema, provocando um maior conforto na etapa de projeto e na execução.

Esta engenharia pode ser classificada em duas áreas: a geotécnica e o cálculo estrutural. A primeira trata do estudo preciso do solo onde será aplicada a fundação, a definição do tipo de fundação mais adequada e a segunda do dimensionamento estrutural das peças que irão receber e transmitir os esforços ao solo. Já as fundações são divididas em dois grupos, sendo: fundações rasas e profundas, que segundo a NBR 6122/2010, são classificadas de acordo com suas características de transmissão de carga ao solo e sua profundidade de assentamento. Esses grupos são subdivididos em diversos tipos de fundações, que se destaca

por suas características individuais, no momento da escolha da fundação que melhor se adequa ao projeto.

O propósito deste trabalho visa o dimensionamento de fundação rasa tipo sapata, através da planta de carga e do laudo SPT, de um edifício de quinze pavimentos, sendo dois subsolos, localizado na região central de Palmas - Tocantins, que apresenta projeto de fundação profunda tipo Tubulão a céu aberto.

O controle das influências do solo e das cargas a ele transferidas são as preocupações com as quais motivam este estudo, juntamente com a necessidade de se construir projetos confiáveis, seguros, eficientes e duradouros.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Gerais

Dimensionar fundação rasa tipo sapata em um edifício de quinze pavimentos, sendo dois subsolos, localizado na região central de Palmas – Tocantins, executado com fundação tipo tubulão e discutir elementos que influenciaram na tomada de decisão do tipo de fundação que melhor se adequa ao empreendimento.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Investigar as características geotécnicas do solo através do N-SPT.
- Determinar a capacidade de carga do solo.
- Realizar o dimensionamento das sapatas.
- Elaborar o projeto executivo da fundação tipo sapata;
- Discutir elementos que influenciam diretamente na definição do tipo de fundação que melhor se adequa ao empreendimento.

1.2 JUSTIFICATIVA

A elaboração correta do projeto de fundação proporciona durabilidade ao sistema, segurança ao empreendimento e as construções vizinhas.

O conhecimento detalhado do solo através da investigação geológica, a identificação da grandeza das cargas que deverão ser transferidas ao solo, apresentadas no projeto de cargas disponibilizado pelo projetista estrutural e a existência de tecnologias que possibilitam sua execução, na região, são fatores que determinam a escolha do tipo de fundação a ser empregada. Proporcionando menor custo em relação aos benefícios gerado.

O tema abordado advém da necessidade da investigação dos parâmetros que antecede a escolha da fundação e seu dimensionamento, onde deve haver embasamento técnico, normativo e científico e da metodologia utilizada para dimensionar e elaborar o projeto. Pois problemas na fase de anteprojeto e projeto são fontes de problemas estruturais que causam danos ao sistema que podem diminuir sua vida útil ou até levar a estrutura ao colapso parcial ou total.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

O solo é encontrado nas mais diferentes formas na natureza, sendo estas características que definem sua melhor utilidade, seja para agricultura, construções entre outras. Na construção civil, em especial, o solo pode ser utilizado em inúmeras e distintas situações, seja na base das rodovias, contenção de barragem de água e fundações. Para isso deve ser classificado o solo de acordo com a sua finalidade. Segundo Pinto (1998), na engenharia a classificação do solo tem por finalidade, estimar seu comportamento ou orientar o programa de investigação que melhor se adequará a análise pretendida.

Conforme Pinto (1998), a classificação do solo é definida pela sua origem, evolução com presença ou não de matérias orgânica, por sua estrutura e o preenchimento de seus vazios. Os sistemas de classificação são baseados nas características dos grãos que fazem parte do solo que tem por finalidade de definir grupos com o mesmo comportamento sob o aspecto da engenharia civil.

Caputo (1987, p 170) define, como materiais que compõem os terrenos de fundações como sendo:

- “*Pedregulhos* – Solo constituídos por grãos minerais de dimensões compreendidas entre 76,0 e 4,8mm”

- “*Areia* – Solo com dimensões das partículas entre 4,8 e 0,5mm. Classificam-se em grossa, media e fina; quanto à compactidade, em fofas ou soltas, mediamente compactas e compactas. Apresentando elevado ângulo de atrito interno.”

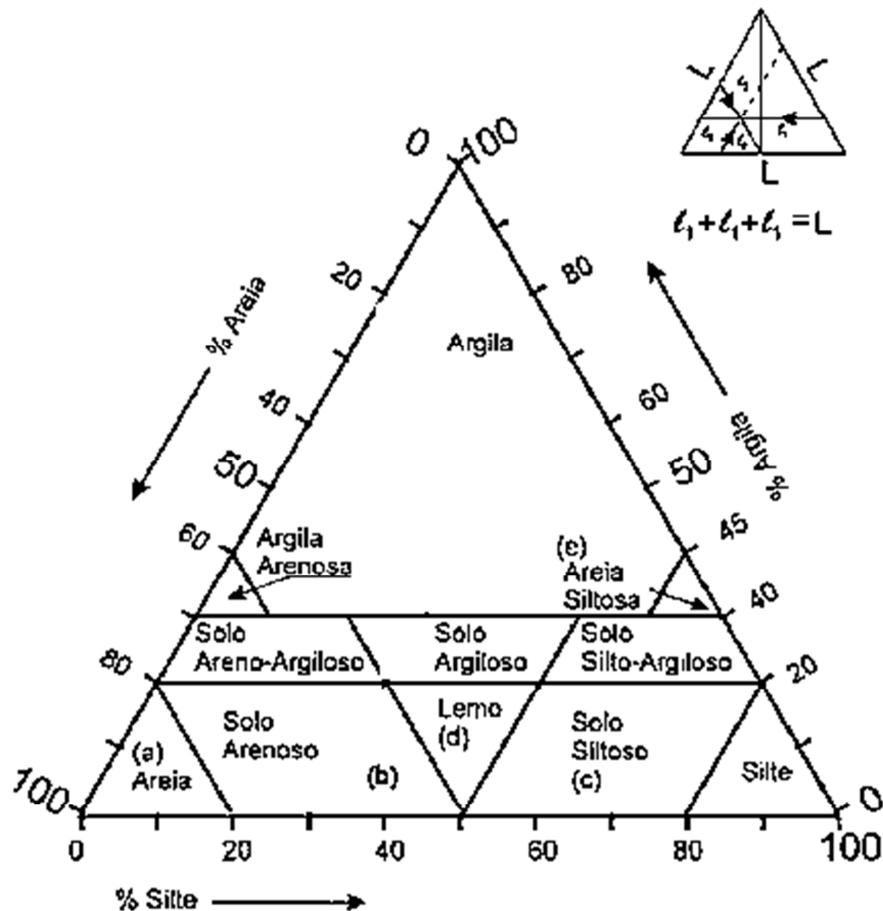
- “*Siltes* – Solo constituído por grãos minerais com dimensões compreendidas entre 0,05 e 0,005mm. Quando secos, formam torrões facilmente desagregáveis por pressões dos dedos”.

- “*Argila* – Solo coesivo constituído por grãos minerais cujas dimensões são inferiores a 0,005mm. Apresenta marcante características de plasticidade e fraca permeabilidade. Quando á consistência, classificam-se em muito mole (vasas), moles, medias, rijas e duras”

2.1.1 Classificação trilinear dos solos

A classificação trilinear é feita através de um triângulo equilátero, no qual cada um de suas faces apresenta uma fração granulométrica (areia, silte e argila). A classificação se dá em função da porcentagem de seus constituintes principais. (CAPUTO, 1988)

Figura 1 - Triângulo utilizado para classificação trilinear do solo.



Fonte: Senço (2007).

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para Caputo (1988), o conhecimento das condições do solo na prospecção traz o conhecimento da sua disposição, natureza e espessura das suas camadas, assim como suas características. Proporciona solucionar problemas que envolvem a mecânica dos solos relacionadas a engenharia.

2.2.1 Análise do solo

Para Pinto (1998), a Engenharia de Fundações é uma arte, que leva em conta a experiência com o comportamento das fundações atendendo as peculiaridade dos solos, juntamente com o desenvolvimento de técnicas de projeto e execução das fundações

O projeto geotécnico de fundação exige um conhecimento do solo, sendo necessárias a identificação e a classificação das camadas deste solo, assim como avaliação de suas propriedades relevantes para engenharia. Para a realização destas análises se faz necessária a execução de ensaios “in situ”. (QUARESMA et. al., 1998)

Ainda de acordo com o autor, entre os testes existentes no mundo, encontra-se o:

- Standard Penetration Test (SPT);
- Standard Penetration Test – com torque (SPT-T);
- Cone Penetration Teste (CPT);
- Cone Penetration Teste – com medida da pressão neutra (CPT-U);
- Ensaio de palheta – “Vane test”;
- Ensaio geofísico – “Cross-hole”.

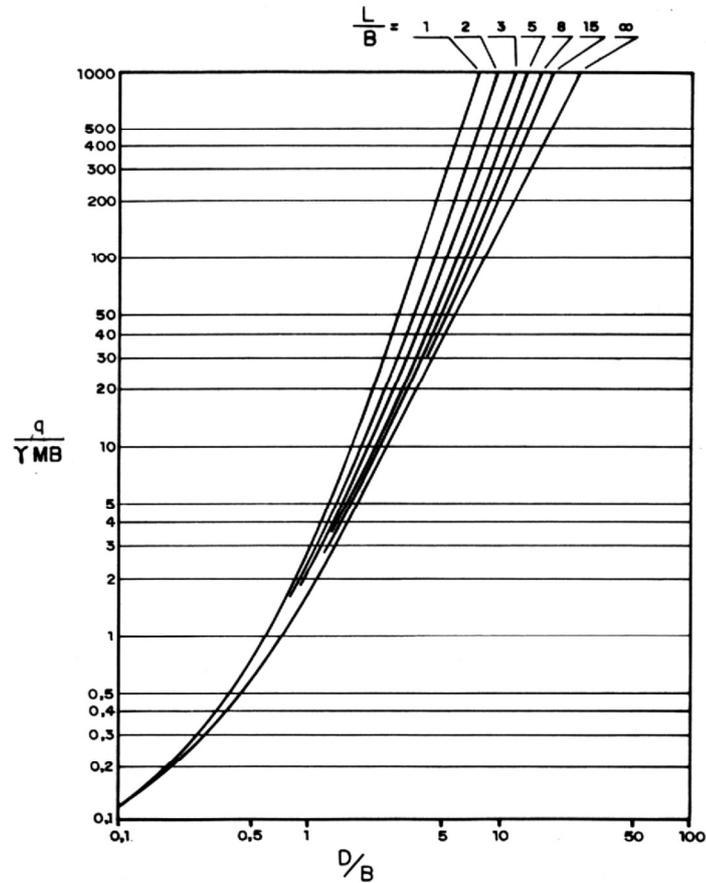
2.2.1.1 Investigação SPT

A “Standard Penetration Test” (SPT), é um ensaio de penetração dinâmica que mede a resistência do solo ao longo do seu perfil vertical. Através do ensaio SPT determina-se: O tipo de solo atravessado, com a retirada de amostras deformadas; A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador; A posição do nível de água. (QUARESMA et. al., 1998).

A NBR 8036/1983, apresenta as diretrizes da programação de sondagem de simples reconhecimento para fundações de edifícios, definindo o número mínimo de sondagem a ser realizado em relação à área em planta da edificação e estimativa de sua profundidade.

Segundo Quaresma et. al., (1998), a localização dos pontos em planta deve ser em posições próximas aos limites de projeto e nos pontos de maior concentração de cargas. Procurando distâncias entre 15 e 30 metros, exceto em casos específicos. A NBR 8036/1983 apresenta como parâmetro estimativo da profundidade da sondagem o gráfico da figura 2.

Figura 2 - Estimativa para profundidade da sondagem SPT



Fonte: NBR 8036/1983.

Em que: q = pressão média sobre o terreno (peso do edifício dividido pela área em planta);
 γ = peso específico médio estimado para os solos ao longo da profundidade em questão;

$M = 0,1$ = coeficiente, devida às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva;

B = menor dimensão do retângulo circunscrito à planta da edificação;

L = maior dimensão do retângulo circunscrito à planta da edificação;

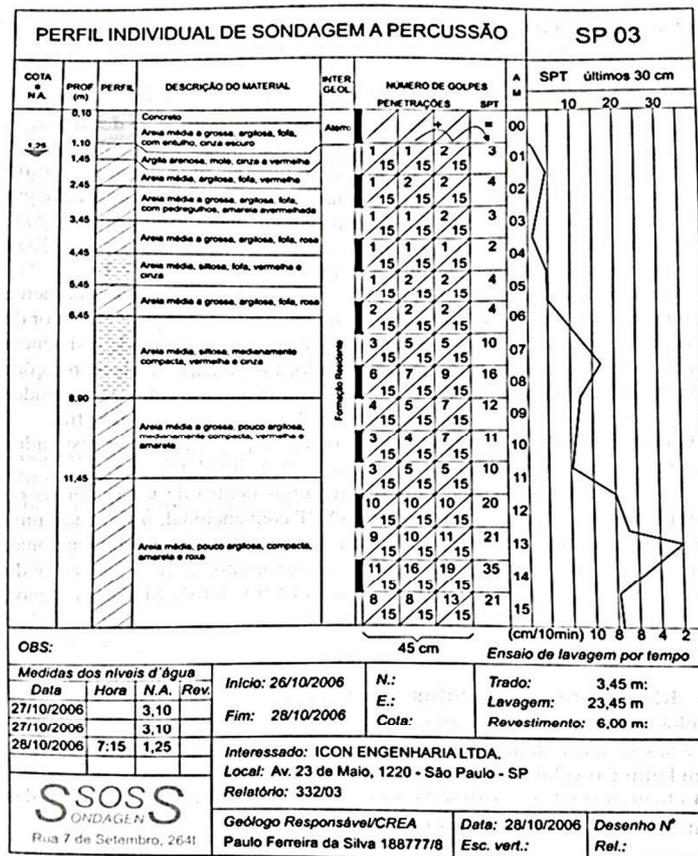
D = profundidade da sondagem.

“Para elaboração do projeto de fundações convém que seja considerada a interpretação das resistências à penetração, de forma estatística. Desta forma, anomalias locais terão sua importância minimizada. Marcados os pontos em planta, devem os mesmos ser locados e nivelados no terreno. O nivelamento deve ser feito em relação a um RN fixo e bem determinado, de preferência único para toda a obra.” (QUARESMA et. al., 1998, p 120).

A NBR 6484/2001 tem como objetivo especificar o método de execução de reconhecimento do solo através da investigação SPT, estabelecendo as características dos equipamentos, padroniza o método de execução do ensaio, determina coletas de amostragem e defini os critérios de coleta dos dados encontrados e como eles serão apresentados.

“O layout das sondagens deverá mostrar todas as camadas ou horizontes de solo encontrados, as posições dos níveis de água, o número de golpes N necessários à cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador e demais informações úteis que forem observadas.” (QUARESMA et. al., 1998, p. 121).

Figura 3 - Laudo de sondagem.



Fonte: Rebello, (2008).

2.2.1.1.1 Investigação SPT-T

Décourt (1991 apud QUARESMA et. al., 1998, p 122) “propôs que define-se Neq (N equivalente) como sendo o valor do Torque T (kgf x m) dividido por 1,2”. O autor ainda reitera que este método é considerado novo para ser utilizado, estando em fase de teste seus números de correlação para cada tipo de solo.

2.2.1.1.2 Correlação relevante no SPT

Segundo Quaresma et. al., 1998, o ensaio SPT apresenta diversas eficiências (E_i), conforme da execução do ensaio, sendo este valor expresso em porcentagem. No Brasil, por exemplo, em ensaios executados rigorosamente de acordo com a norma NBR 6484 tem eficiência de 72% (N_{72}).

Schmertmann e Palacios (1979 apud QUARESMA et. al., 1998, p 123), estabeleceram uma correlação à utilização de dados mensurados em outros países, através da eficiência dos equipamentos executados no ensaio:

$$N_1 * E_1 = N_2 * E_2 \quad (\text{Eq. 1})$$

Em que: N_1 = resistência a penetração oferecida 1;

E_1 = eficiência do equipamento 1;

N_2 = resistência a penetração oferecida 2;

E_2 = eficiência do equipamento 2.

Quaresma et. al., 1998, defende que o fator de resistência a penetração (N) não depende somente da sua eficiência, mas também, no caso de areias, o nível médio de tensão na profundidade influenciam em N . Décourt (1989 apud QUARESMA et. al., 1998, p 123) recomenda a correção dos valores de N , através da seguinte expressão:

$$C_N = \sqrt{\frac{(\sigma'_{OCT})_1}{(\sigma'_{OCT})}} \quad e \quad N_1 = C_N * N \quad (\text{Eq. 2})$$

Em que: $(\sigma'_{OCT})_1$ = tensão octaédrico para areia normalmente adensada (σ'_{vo}) de 100 KPa;

(σ'_{OCT}) = tensão octaédrico no nível do SPT;

N_1 = resistência a penetração corrigida;

N = resistência a penetração do ensaio.

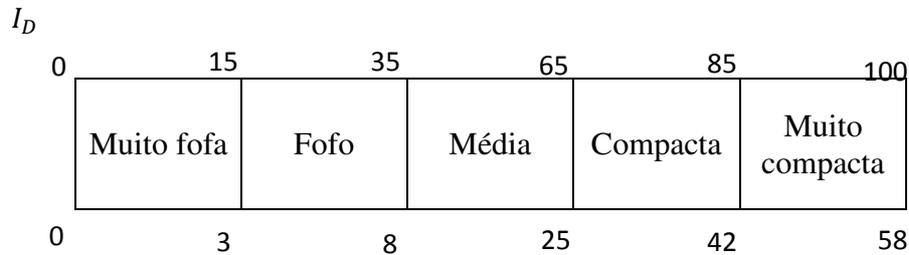
Skempton (1986 apud QUARESMA et. al., 1998, p 123), apresenta a seguinte relação para a correção resistência a penetração (N), devendo para areais finas substituir o 60 por 55 e para areia grossa, por 65:

$$\frac{(N_1)_{60}}{I_D^2} \approx 60 \quad (\text{Eq. 3})$$

Em que: $(N_1)_{60}$ = resistência a penetração com eficiência de 60%;

I_D = Índice de densidade.

Tabela 1 - valores de I_D em função de $(N_1)_{60}$. Para areia normalmente adensada.



$(N_1)_{60}$

Fonte: Quaresma et. al. (1998).

2.2.1.2 Ensaio CPT

O “Cone Penetration Test” CPT, conhecido no Brasil como ensaio de cone, consiste na cravação mecânica de uma haste no solo por meios mecânicos, eliminando assim a influência do operador nos seus resultados. O CPT apresenta registros contínuos da resistência a penetração no solo, fornecendo sua descrição estratificada e detalhada. (SCHNAID, 2000)

No Brasil a NBR 12069/1991 padroniza os procedimentos executivos, materiais e equipamentos utilizados na execução do CPT, assim como os critérios de coleta e apresentação dos dados do ensaio.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio CPT se destaca sobre o SPT, quando se trata de solo constituído de argila mole, onde o SPT não atende as necessidades básicas de projeto. O CPT apresenta estimativas resistências ao cisalhamento não drenado, história de tensões, módulo de deformidade e o coeficiente de adensamento, nos solos com argila mole.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO

2.3.1 Determinação de capacidade de carga do solo para fundações rasas.

2.3.1.1 Modelo de Terzaghi

Segundo Alonso (2010), a tensão de ruptura do solo quando o mesmo apresenta ruptura geral, e dada pela formula de Terzaghi.

$$\sigma_R = c * N_c * S_c + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma + q * N_q * S_q \quad (\text{Eq. 4})$$

Em que: c = coesão do solo (KPa);

γ = O peso específico do solo de apoio da fundação (KPa);

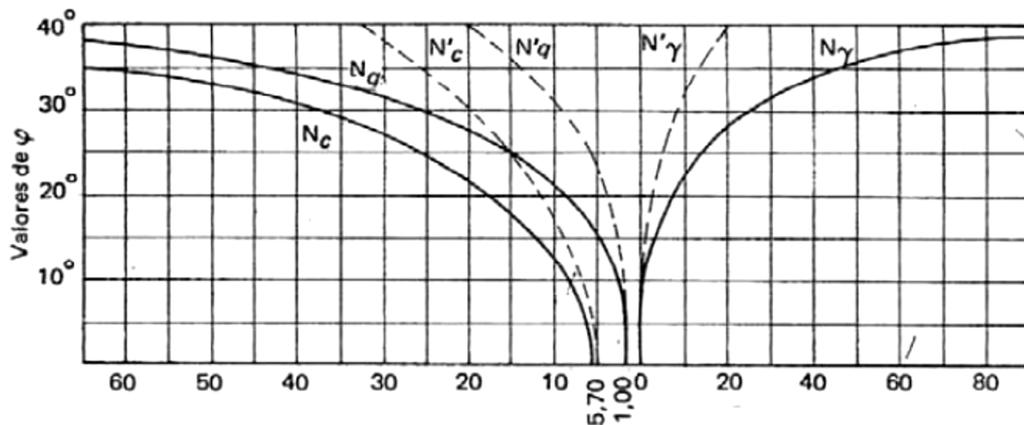
B = Menor largura da sapata (m);

q = pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação (KPa);

N_c, N_γ e N_q = Os fatores de carga (figura 4);

S_c, S_γ e S_q = Os fatores de forma (tabela 2).

Figura 4 - Ábaco para determinação do fator de carga (N)



Fonte: Alonso, 2010.

Tabela 2 - Valores do fator de forma em relação a geometria da peça estrutural.

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Alonso, 2010.

Ainda de acordo com o autor, “para solos com ruptura local, usa-se a fórmula acima adotando os fatores N' , no lugar dos fatores N e usando $2/3$ da coesão real do solo”.

Conhecidos o valor de σ_R , define-se então o valor da tensão admissível (σ_s), aplicando o minoração do fator segurança, que geralmente é adotado como sendo 3, através da seguinte fórmula. (ALONSO, 2010)

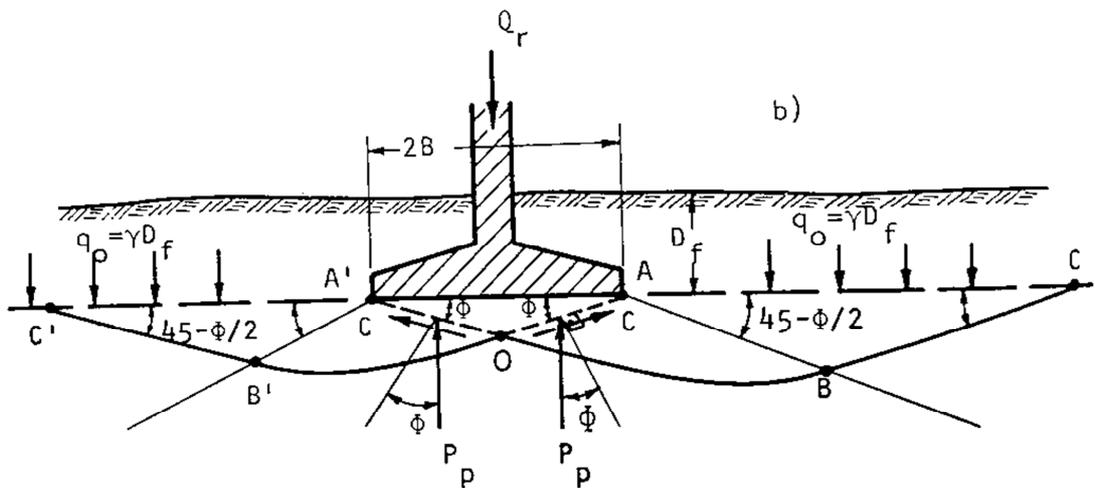
$$\sigma_S = \frac{\sigma_R}{FS} \quad (\text{Eq. 5})$$

Em que: σ_R = Tensão de ruptura (KPa);

FS = Fator de segurança.

Segundo Vargas, (1977), a teoria de Terzaghi se dá através da análise de uma superfície de ruptura, que ocorre com o deslizamento do solo ao longo da de sua superfície de ruptura, onde a tensão de cisalhamento iguala-se à resistência ao cisalhamento do solo, conforme e mostrado na figura 5.

Figura 5 - Diagrama da superfície de ruptura



Fonte: Vargas, 1977.

Alonso (2010), apresenta estimações de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) em relação do N-SPT, quando estão indisponíveis por meio de ensaios laboratoriais, valores necessários para encontrar N_c , N_γ e N_q .

Tabela 3 - Coesão em relação ao N-SPT.

Argila	Standard Penetration Test (SPT)	Coesão C (kPa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito Rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso (2010)

Tabela 4 - Ângulo de atrito em relação ao N-SPT.

Areia	Densidade Relativa (Dr)	Standard Penetration Test (SPT)	$\phi(^{\circ})$
Fofa	< 0,2	< 4	< 30
Pouco compacta	0,2 a 0,4	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	0,4 a 0,6	10 a 30	35 a 40
Compacta	0,6 a 0,8	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 0,8	> 50	> 45

Fonte: Alonso (2010)

2.3.1.2 Modelo de Skempton

Segundo Alonso (2010), este método é utilizado somente para solos puramente coesivos, com ângulo de atrito igual a zero. Determinando a tensão de ruptura do solo (σ_R), através da carga, coesão do solo e fator de carga. Sendo expresso em:

$$\sigma_R = c * N_c + q \quad (\text{Eq. 6})$$

Em que: c = Coesão de solo (KPa);

q = Pressão efetiva do solo no ponto de apoio da fundação (KPa);

N_c = Fator de carga.

Tabela 5 - Fator de carga de acordo com a geometria da peça.

D/B	Valor de N_c	
	Quadrado, circular	Corrida
0	6,2	5,14
0,25	6,7	5,6
0,5	7,1	5,9
0,75	7,4	6,2
1,0	7,7	6,4
1,5	8,1	6,5
2,0	8,4	7,0
2,5	8,6	7,2
3,0	8,8	7,4
4,0	9,0	7,5
>4,0	9,0	7,5

D = Embutimento da fundação na camada de argila.

.B = Largura da menor largura da fundação.

Fonte: Alonso (2010)

Ainda de acordo com o autor, para sapatas retangular se deve considera $N_c = 5$ e admitem-se os seguintes parâmetros:

$$\sigma_R = c * N_c * S_c * dc + q \quad (\text{Eq. 7})$$

$$S_c = 1 + 0,2 * \frac{A}{B} \quad \text{e} \quad dc = \begin{cases} 1 + 0,2 * \frac{D}{B} & \text{para } \frac{D}{B} \leq 2,5, \\ 1,5 & \text{para } \frac{D}{B} > 2,5 \end{cases} \quad (\text{Eq. 8})$$

Em que: A = Menor lado da sapata (m);

B = Maior lado da sapata (m).

2.3.1.3 Modelo do médio SPT para fundações rasas

Segundo Alonso (2010), para fundações rasas, pode-se obter a tensão admissível do solo (σ_s) por meio do N-SPT, para valores de N-SPT menor ou igual a 20 por:

$$\sigma_s = \frac{N-SPT_{(m\u00e9dio)}}{50} = (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 9})$$

Em que: $N - SPT_{(m\u00e9dio)}$ = A media da resist\u00eancia N dos solos de apoio da funda\u00e7\u00e3o e do seu bulbo de tens\u00e3o;

2.3.2 Determina\u00e7\u00e3o de capacidade de carga do solo para fundações profundas

2.3.2.1 Modelo do médio SPT para fundações profundas

Segundo Alonso (2010), para fundações profundas que transferem as tens\u00f5es ao solo somente pela sua base como, por exemplo, os tubul\u00f5es, com sua base de apoio estando a mais de duas vezes seu di\u00e2metro, pode-se obter a tens\u00e3o admiss\u00edvel do solo (σ_s) por meio do N-SPT, para valores de N-SPT menor ou igual a 20, por:

$$\sigma_s = \frac{N-SPT_{(m\u00e9dio)}}{30} = (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 10})$$

Em que: $N - SPT_{(m\u00e9dio)}$ = A media da resist\u00eancia N dos solos de apoio da funda\u00e7\u00e3o e do seu bulbo de tens\u00e3o;

2.3.2.2 Modelo do CPT

Cintra; Aoki, (1999), apresentam a correlação entre a resistência de ponta (q_c) do CPT, para determinar a pressão admissível do solo na base de tubulões (σ_H). Sendo que inadequadas quando se encontra camadas moles nas camadas abaixo do apoio da fundação. Sendo utilizados para solos arenosos e argilosos respectivamente:

$$\sigma_H = \frac{q_c}{6} \leq 2,0\text{MPa} \quad \text{e} \quad \sigma_H = \frac{q_c}{8} \leq 2,0\text{MPa} \quad (\text{Eq. 11})$$

2.3.2.3 Modelo de Aoki e Velloso

A capacidade de carga total (R) da estaca é constituída da resistência de ponta (R_p) e a resistência lateral (R_l) devendo ser considerada nesta as inúmeras camadas atravessadas pela estaca e as características deste solo. Sendo representados pela formulas: (CINTRA; AOKI, 1999).

$$R_p = r_p * A_p \quad \text{e} \quad R_l = U * \sum_1^n (r_l * \Delta l) \quad (\text{Eq. 12})$$

Em que: r_p = Capacidade de carga na cota de apoio da estaca (MPa);

A_p = Área da seção transversal da ponta (m²);

r_l = Atrito lateral em cada camada de solo (MPa);

U = Perímetro da seção transversal do fuste (m);

Δl = Altura da camada (m).

Ainda segundo os autores, os valores r_p e r_l podem ser calculados através dos valores de resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_c), medidos não em saio CPT, sendo os coeficientes de transformação apresentados na tabela 6, Cintra; Aoki (1999) ainda apresentam uma correlação entre os valores encontrados no CPT e no N-SPT, para a definição de f_c e q_c , utilizando os coeficientes da tabela 7. Sendo expressos em:

$$\text{CPT: } r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \rightarrow \quad \text{SPT: } r_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad (\text{Eq. 13})$$

$$\text{CPT: } r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad \rightarrow \quad \text{SPT: } r_l = \frac{\alpha * K * N_l}{F_2} \quad (\text{Eq. 14})$$

Em que: N_1 = Índice de resistência à penetração na cota de apoio da fundação;

N_p = Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δl .

Tabela 6 - Coeficiente de transformação

Tipos de estacas	F_1	F_2
Franki	2,5	5
Pré-moldadas	1,75	3,5
Escavada	3	6

Fonte: Alonso, 2010.

Tabela 7 - Coeficiente K e α .

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

Fonte: Aoki; Velloso (1975) apud Cintra; Aoki (1999)

Cintra; Aoki (1999) resumem as fórmulas de capacidade de carga (R) pelo método de Aoki e Velloso como sendo:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} * A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha * K * N_l * \Delta l) \quad (\text{Eq. 15})$$

2.3.2.4 Modelo de Decourt e Quaresma

Assim com no método de Aoki e Velloso, capacidade de carga total (R) da estaca é constituída da resistência de ponta (R_p) e a resistência lateral (R_l), Sendo expressa por: (CINTRA; AOKI, 1999).

$$R_l = r_l * S_l \quad \text{e} \quad R_p = r_p * A_p \quad (\text{Eq. 16})$$

Em que: r_l = Estimativa de tensão lateral (MPa);

S_l = Comprimento da estaca (m);

r_p = Capacidade de carga do solo na base da fundação (MPa);

A_p = Área da seção transversal da ponta (m²).

Segundo Cintra; Aoki (1999) é utilizado o valor médio do N-SPT ao longo do fuste (N_l), para encontrar os valores r_l e r_p , utilizando a formula:

$$r_l = 10 * \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) = \text{KPa} \quad \text{e} \quad r_p = C * N_p = \text{KPa} \quad (\text{Eq. 17})$$

Em que: N_p = Valor médio do N-SPT na base, ligeiramente à cima e abaixo da ponta fundação;

C = Fator característico do solo (de acordo com a tabela 8).

Tabela 8 - Fator característico do solo, para estacas escavadas.

Tipos de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

* Alteração de rochas (solos Residuais)

Fonte: Décourt; Quaresma (1978) apud Cintra; Aoki (1999).

Para alguns tipos específicos de estacas são utilizados valores de minoração da capacidade de carga total da fundação, pela formula: (DÉCOURT, 1987 apud CINTRA; AOKI, 1999, p 24).

$$R = \alpha * R_p + \beta * R_l \quad (\text{Eq. 18})$$

Em que: α e β = Coeficientes de minoração (conforme as tabelas 9 e 10 respectivamente).

Tabela 9 - Valores do coeficiente α em relação ao tipo de estaca.

Tipo de solo	Tipo de estacas				
	Escavadas em geral	Escavadas (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argila	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solo intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt; Quaresma (1978) apud Cintra; Aoki (1999).

Tabela 10 - Valores do coeficiente β em relação ao tipo de estaca.

Tipo de solo	Tipo de estacas				
	Escavadas em geral	Escavadas (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argila	0,80*	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solo intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50*	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt; Quaresma (1978) apud Cintra; Aoki (1999).

2.3.2.5 Modelo de Velloso

O método de cálculo de Velloso leva em relação a resistência de ponta e lateral encontrados pelo método CPT, Sendo expressas: (CINTRA; AOKI,1999).

$$R = R_l + R_p \quad (\text{Eq. 19})$$

$$R_l = \alpha * \lambda * U * \sum(r_l * \Delta_l) \quad \text{e} \quad R_p = \alpha * \beta * r_p * A_p \quad (\text{Eq. 20})$$

Em que: R = Resistência total (MPa);

R_l = Resistência lateral (MPa);

R_p = Resistência de ponta (MPa);

α = Fator de execução da estaca (tabela 11);

λ = Fator de carregamento (tabela 11);

Δ_l = Altura da camada do solo (m);

β = Fator de dimensionamento da base (tabela 11);

A_p = Área de ponta da seção transversal da base (m²).

Tabela 11 - Determinação de α , λ e β

	α	λ	β
Estacas escavadas	0,5	-	-
Estacas cravadas	1,0	-	-
Estacas comprimidas	-	1,0	$1,016 - 0,016 * \frac{D_b}{d_c} \geq 0,2$
Estacas tracionadas	-	0,7	$D_d = D_f$
d_c = Diâmetro da ponta do cone do CPT; D_b = Diâmetro da base da estaca; D_f = Diâmetro do fuste da estaca.			

Fonte: Cintra; Aoki (1999)

Ainda de acordo com os autores, a resistência lateral médio (r_l) nas camadas do solo atravessadas é igual ao atrito lateral (f_c) medido na haste do ensaio CPT. Já na resistência de ponta usa-se:

$$r_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (\text{Eq. 21})$$

Em que: q_{c1} = Média dos valores de resistência de ponta do CPT, com espessura $8 * D_b$ logo acima do apoio da base da estaca (MPa);

q_{c2} = Média dos valores de resistência de ponta do CPT, com espessura $3,5 * D_b$ logo abaixo do apoio da base da estaca (MPa).

2.3.3 Coeficiente de segurança

Segundo Alonso, (1991, p 8) “A segurança de uma fundação é a capacidade que a mesma apresenta em suporta as cargas que lhe são impostas, continuando a atender as condições fundamentais para as quais foi projetada”.

A NBR 6122/2010, apresenta como coeficiente de segurança para fundações profundas calculadas pelo método semi-empírico com sendo: 2 para cargas admissíveis; e 1,4 para cargas resistentes de projeto. Já para fundações rasas e apresentada na tabela 12:

Tabela 12 - Fator de segurança e coeficientes de minoração para fundações superficiais.

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analítico ^b	2,15	3,00
Semi-empíricos a ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de cargas, necessariamente executadas na fase de projeto conforme 7.3.1	1,40	2,00

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

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

Fonte: NBR 6122, (2010)

Décourt (1982 apud Cintra; Aoki, 1999, p 24), propõe como coeficiente de segurança diferenciados para a resistência de ponta R_p e lateral R_l , respectivamente 4,0 e 1,3, para os elemento isolados da fundação, desde que atenda a também a coeficiente global de 2.

2.3.4 Recalque

Toda fundação quando carregada sofre recalque, sendo uma parcela imediatamente após o carregamento denominado *recalque imediato* (w_i) e parte ocorrem com o passar do tempo chamado de *recalque no tempo ou por adensamento* (w_t), ocasionado pelo adensamento do solo, que depende diretamente de sua permeabilidade e de seu fenômeno de fluência. O *recalque total* (w_f) é dada pela seguinte expressão: (VELLOSO; LOPES, 2004)

$$w_f = w_i + w_t \quad (\text{Eq. 22})$$

“Os solos granulares de alta permeabilidade (pedregulhos, areias, siltes arenoso) têm comportamento independente do grau de saturação e, portanto, para esses solos, estando ou não saturados, o recalque total é o próprio recalque imediato” (ALONSO, 1991, p 82)

2.3.4.1 Recalque imediato

Segundo Alonso (1991), o recalque imediato em placas rígidas apresenta uma distribuição por igual do deslocamento em toda a área de contato da placa com o solo. Sendo apresentadas por Borowincka (1938), para seções circulares e corridas, com sendo:

$$k = \frac{1}{6} * \frac{(1-\partial_s)^2}{(1-\partial_p)^2} * \frac{E_p}{E_s} * \frac{H}{B} \quad (\text{Eq. 23})$$

Em que: ∂_s = Coeficiente de Poisson do solo;

∂_p = Coeficiente de Poisson da placa;

E_s = Módulo de elasticidade do solo (KPa);

E_p = Módulo de elasticidade da placa (KPa);

H = Espessura da placa (m);

B = Raio ou menor largura da placa (m).

Nas placas submetidas à flexão, os recalques são dimensionados pela teoria da elasticidade, que apresenta valores de deslocamento ao centro da placa próximo ao dobro das bordas. (ALONSO, 1991)

Alonso (1991) apresenta as equações de Boussinesq (1885) para determinação das tensões e os recalques a partir da aplicação de uma determinada força, sendo respectivamente:

$$\sigma_z = \frac{3*P}{2*\pi*z^2} \cos^5 \alpha \quad (\text{Eq. 24})$$

$$r_s = \frac{P*(1+\partial)}{2*\pi*E*a} [2 * (1 - \partial) + \cos^5 \alpha] * \text{sen } \alpha \quad (\text{Eq. 25})$$

Em que: σ_z = Tensão em função da profundidade (KPa);

P = Força (kN);

Z = Profundidade (m);

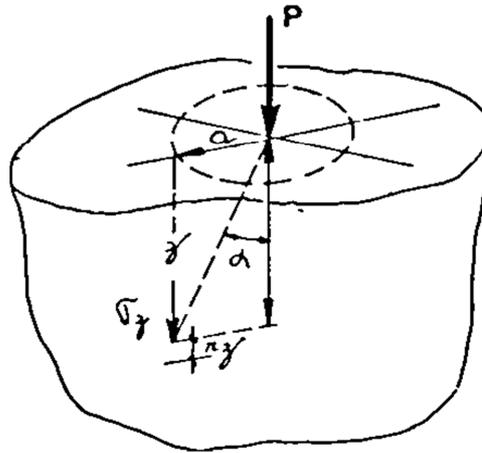
E = Módulo de elasticidade (KPa);

∂ = Coeficiente de Poisson do solo;

a = Raio (m);

α = Ângulo formado por uma reta com saída do centro da placa a sua extremidade em função da profundidade.

Figura 6 - Detalhamento gráfico da equação de Boussinesq (1885).

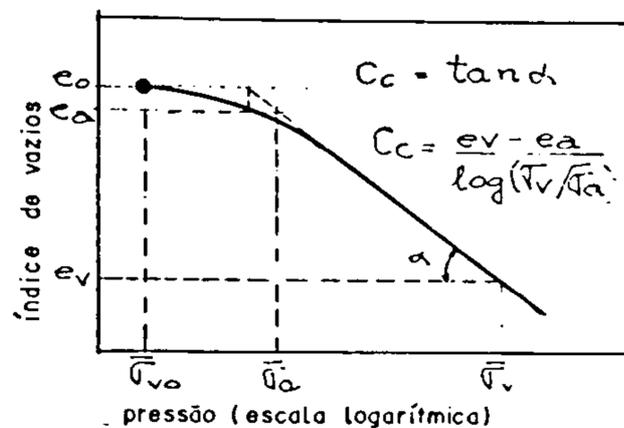


Fonte: Alonso (1991).

2.3.4.2 Recalque por adensamento

O recalque por adensamento é aplicado em solos compressíveis saturados. Seus procedimentos são divididos em duas partes: o *recalque primário* (r_p), devido à redução do volume do solo, provocado pela saída de água e diminuição dos seus vazios; e *recalque secundário* (r_s), decorre por a deformação visco-elástica do solo, sob a pressão efetiva aplicada. Estes recalques são expressos graficamente nas figuras 7 e 8, seguidas das suas expressões matemáticas. (ALONSO, 1991)

Figura 7 - Comportamento gráfico do adensamento primário.



Fonte: Alonso (1991).

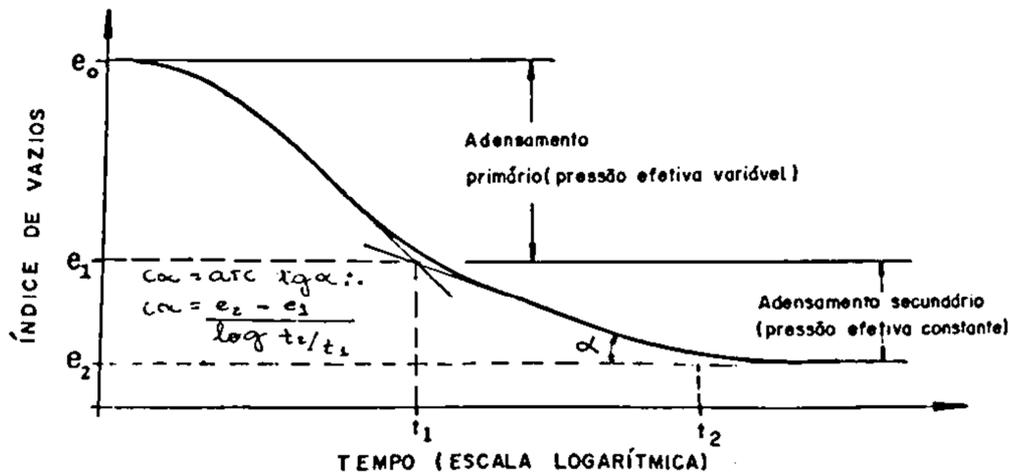
$$r_p = \frac{e_a + e_0}{1 + e_0} * H + \frac{e_v + e_a}{1 + e_a} * H \quad (\text{Eq. 26})$$

ou, ainda:

$$r_p = \frac{c_r + H}{1 + e_0} * \log \frac{\sigma_a}{\sigma_{v0}} + \frac{c_c + H}{1 + e_a} * \log \frac{\sigma_v}{\sigma_a} \quad (\text{Eq. 27})$$

Em que: H = Profundidade (m);

Figura 8 - Comportamento gráfico do adensamento secundário.



Fonte: Alonso (1991).

$$r_s = \frac{c_\alpha + H}{1 + e_1} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (\text{Eq. 28})$$

Em que: H = Profundidade (m);

Ainda segundo o autor, o recalque primário (r_p), ocorre tempo infinito, desta forma para calcular o tempo para um recalque qualquer, utiliza-se a expressão fator tempo (T_v), sendo:

$$T_v = \frac{\pi}{4} * \left(\frac{U}{100} \right)^2 \quad \text{Para } U \leq 60\% \quad (\text{Eq. 29})$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U) \quad \text{para } U > 60\% \quad (\text{Eq. 30})$$

Sendo:

$$U = \left(\frac{\text{Recalque no tempo } t}{\text{Recalque no tempo infinito}} \right) * 100 \quad (\text{Eq. 31})$$

$$T_v = \frac{C_v * t}{H_d} \quad (\text{Eq. 32})$$

Em que: C_v = Coeficiente de adensamento;
 t = Tempo considerado (s);
 H_d = Máxima distância de percolação vertical (m).

2.3.4.3 Métodos semi-empíricos

Segundo Velloso; Lopes (2004), estes métodos permitem a estimativa da deformação do solo através de ensaios de campo tais como: ensaio de placas; pressiométrico; CPT e SPT.

2.3.4.3.1 Métodos de Terzaghi e Peck (SPT)

Para o cálculo de tensão admissível de sapatas em areia Terzaghi e Peck, utilizando o ensaio SPT, desenvolveram a seguinte expressão, que indica a tensão que provoca um recalque de 1” (polegada): (VELLOSO; LOPES, 2004)

$$q_{adm} = 4,4 * \left(\frac{N-3}{10}\right) * \left(\frac{B+1'}{2B}\right)^2 \quad (\text{Eq. 33})$$

Em que: q_{adm} = tensão, em Kgf/cm², que produz $w=1''$;
 B = menor dimensão da sapata em pés ($B \geq 4$) (cm);
 N = Número de golpes no ensaio SPT.

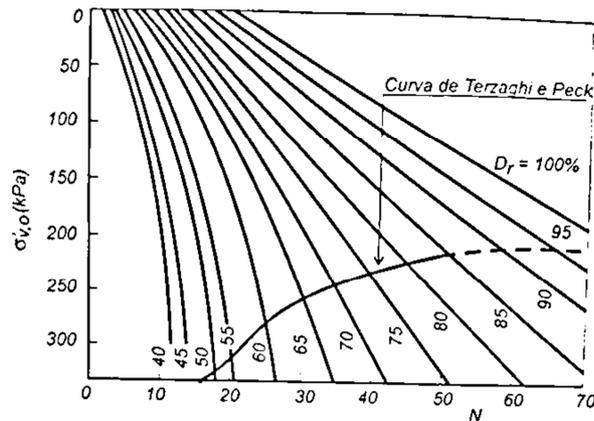
2.3.4.3.2 Métodos de Alpan (SPT)

De acordo com Velloso; Lopes (2004), este método é baseado na precisão de recalque (w_b) de uma placa quadrada com lados de 30cm no nível da fundação. Este método utiliza o ensaio SPT, que deve ter seu N corrigido através da figura 9. Através do recalque na placa (w_b) se define o recalque da estrutura real (w_B), utilizando:

$$w_B = w_b \left(\frac{2B}{B+b}\right)^2 \quad (\text{Eq. 34})$$

Em que: B = menor dimensão da sapata (cm);
 b = Largura da placa (cm);

Figura 9 - Correção do valor N.



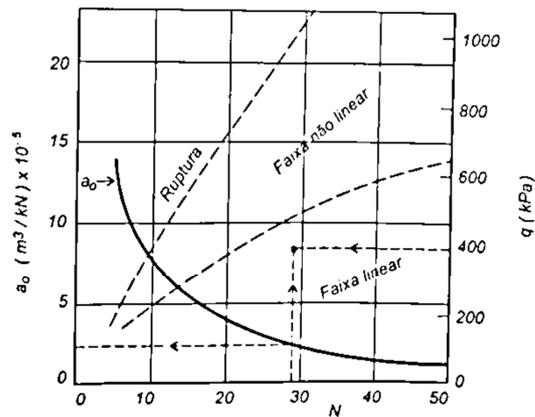
Fonte: Velloso; Lopes (2004).

Sendo o recalque da placa (w_b) dado por:

$$w_b = a_0 * q \quad (\text{Eq. 35})$$

Em que: a_0 = Inverso do coeficiente da reação vertical dado na placa, encontrado na figura 10;

q = Tensão transmitida pela fundação (Kgf/cm²).

Figura 10 - Determinação de a_0 a partir de N.

Fonte: Velloso; Lopes (2004).

Ainda segundo os autores, para sapatas retangulares o recalque (w_b) deve ser multiplicado pelo fator m da tabela 13.

Tabela 13 -Fator de forma.

L/B	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
m	1,0	1,21	1,37	1,60	1,94	2,36

Fonte: Velloso; Lopes (2004).

2.3.4.3.3 Método Barata (CPT)

Conforme Velloso; Lopes (2004), o método de Barata utiliza a teoria da elasticidade para o cálculo do recalque, determinando sendo módulo Yong através de:

$$E = \eta * q_{cone} \quad (\text{Eq. 36})$$

Em que: $\eta = 2,0$ para areias e $8,0$ argilas parcialmente saturadas;

q_{cone} = Resistência de ponta no ensaio CPT (kgf/m²)

Segundo os autores, a teoria da elasticidade permite calcular o recalque, em sapatas com cargas centradas através de:

$$w = q * B * \frac{1-\nu^2}{E} * I_s * I_d * I_h \quad (\text{Eq. 37})$$

Em que: q = Pressão média aplicada (kgf/cm²);

B = Menor dimensão da sapata (cm);

ν = Coeficiente de Poisson;

E = Módulo de Young (kgf/cm²);

I_d = Fator de profundidade / embutimento;

I_h = Fator de espessura de camada compressível, espessura infinita ($I_h = 1,0$);

I_s = Para espessuras infinitas tabela 14, e superfícies finitas tabela 15.

Tabela 14 - Fator de forma I_s , de carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,00	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
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	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Fonte: Perloff (1975) apud Velloso; Lopes (2004).

Tabela 15 - Fator de forma $I_s * I_h$, de carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita.

h/a	Círculo	Retângulo						
		m= 1	m= 2	m= 3	m= 5	m= 7	m= 10	m= ∞
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,960	0,980	0,098	0,990	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
5	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

Fonte: Egorov (1958) apud Velloso; Lopes (2004).

2.3.4.3.4 Métodos Burland e Burbidge (SPT)

“O recalque de fundações pode ser estimado a partir do SPT com:” (BURLAND; BURBIDGE, 1985 apud VELLOSO; LOPES, 2004, p 106).

$$w = q * B^{0,7} * \frac{1,71}{N^{1,4}} * f_s * f_l \quad (\text{Eq. 38})$$

Em que: w = Recalque (mm);

q = Pressão aplicada (kN/m²);

B = Menor dimensão da fundação (m);

N = Média do N-SPT na profundidade de influencia Z_l ;

f_s = Fator de formula, dado por:

$$f_s = \left(\frac{1,25 * \frac{A}{B}}{\frac{A}{B} + 0,25} \right) \quad (\text{Eq. 39})$$

A = Maior dimensão da fundação (m);

f_l = Fator de espessura compressível (H), dado por:

$$f_l = \frac{H}{z_l} * \left(2 - \frac{H}{z_l} \right) \quad (\text{Eq. 40})$$

Sendo que para $H > Z_l, f_l = 1,0$

Os autores ressaltam que para solo com presença de pedregulho e areia fina ou siltosas com N inferior a 15 submersas, deve ser feita as seguintes correções do numero N, sendo respectivamente:

$$N_{corr} = 1,25 * N \quad e \quad N_{corr} = 15 + 0,5 * (N - 15) \quad (\text{Eq. 41})$$

2.3.4.4 Recalque admissível

As estruturas de edifícios com a finalidade de acondicionar comércio, residências e indústrias, com fundação tipo sapata, podem sofrer recalques diferenciais na ordem de 20mm entre pilares. Ressaltando que esse recalque não será excedido à 25mm na maior sapata recalque. (TERZAGHI; PECK, 1967 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p 91)

Os autores recomendam valores admissíveis para recalque diferencial de 20mm e recalque total de 25mm para sapatas assentadas em areia.

Para estruturas executadas em aço ou concreto com fundação tipo sapata, são considerado aceitáveis como recalque diferenciais e totais: 25mm fundações assentadas para areias; e 40mm fundações assentadas para argilas (SKEMPTON; MACDONALD, 1956 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p 90).

Bjenrrum (1963, apud Simons; Menzies, 1981, p 135), apresentou a diferença de recalques máximos admissíveis levando em relação a distorção angular, conforme a tabela 16.

Tabela 16 -Correlação entre recalque diferencial aceitável e a finalidade de uso da estrutura

Tipo de problema	δ/L
Dificuldade com máquinas sensíveis a recalques	1/750
Perigo para estruturas aporricadas com diagonais	1/600
Limite para prédios onde não se permite fissuras	1/500
Limite para os casos em que pequenas fissuras em painéis de paredes são toleradas ou onde se esperam dificuldades devidos a pontes rolantes	1/300
Limite para casos onde o desaparecimento de um prédio alto pode ser perceptível	1/250
Fissuração considerável em painéis de parede e de tijolo. Limite de segurança para paredes flexíveis de tijolo, onde $h/L < 1/4$	1/150
Limites para onde os casos em que podem ocorrer danos estruturais	

Fonte: Bjenrrum (1963) apud Simons; Menzies (1981).

2.4 CARACTERIZAÇÃO DE FUDAÇÃO

Segundo Velloso; Lopes, (1998) as fundações são divididas em dois grupos: as fundações superficiais ou rasas; e as fundações profundas. Sendo diferenciadas pelo seu método de transmissão de carga ao solo e sua profundidade.

De acordo com Alonso (1991), na definição do tipo de fundação a ser empregada, deve ser levado em conta, as características geotécnicas do local, as grandezas das cargas aplicadas, a disponibilidade de equipamentos para execução da fundação e a segurança das edificações vizinhas.

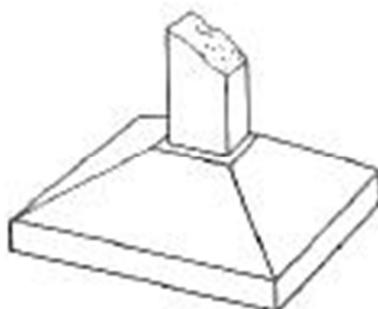
2.4.1 Fundações superficiais ou rasas

Segundo Alonso (2010), as fundações rasas são caracterizadas pela transmissão de carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base e por sua profundidade de apoio esta logo abaixo da infraestrutura.

De acordo com a NBR 6122 (2010), os tipos de fundações rasas são: bloco; sapatas corridas e isoladas; e radier. Sendo por ela definidas com sendo:

“**Sapata isolada:** um elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nela resultante sejam resistidas pelo emprego de armadura disposta para esse fim.”

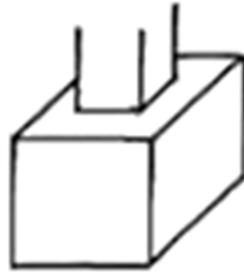
Figura 11 - Sapata.



Fonte: Velloso; Lopes, (1998).

“**Bloco:** elemento de fundação de concreto, dimensionado de modo que as tensões nele resultantes sejam resistidas pelo concreto sem necessidade de armadura”

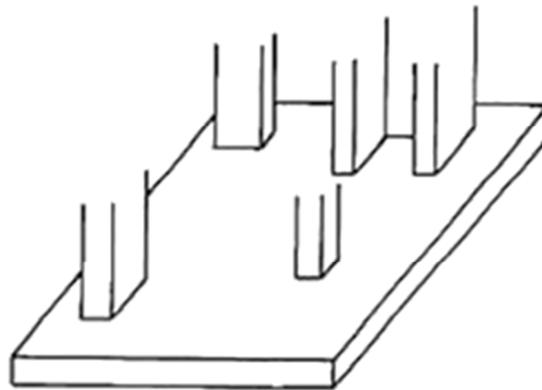
Figura 12 - Bloco



Fonte: Velloso; Lopes, (1998).

“**Radier:** elemento de fundação que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.”

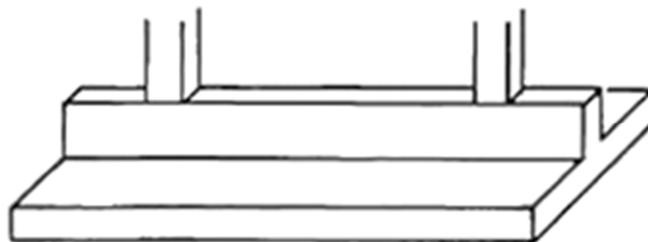
Figura 13 - Radier.



Fonte: Velloso; Lopes, (1998).

“**Sapatas corridas:** são sapatas sujeita a ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares de um mesmo alinhamento.”

Figura 14 - Sapata corrida.



Fonte: Velloso; Lopes, (1998).

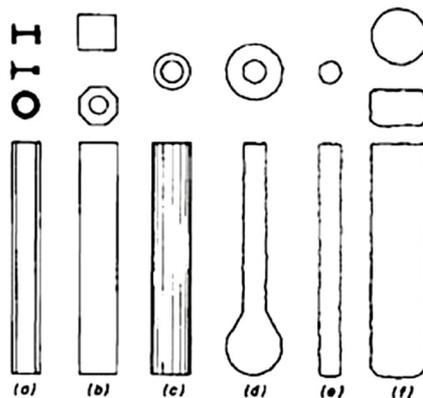
2.4.2 Fundações profundas

A NBR 6122/2010, define como fundação profunda, elementos que transmitem as cargas ao solo pela sua base, por sua superfície lateral ou pela sua associação, devendo estar assentada no mínimo a 3m.

De acordo com a NBR 6122 (2010), os tipos de fundação profundos são: Estaca e Tubulão. Sendo por ela definidas com sendo:

“**Estacas:** elementos executados inteiramente por equipamento ou ferramenta, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoa. Os materiais empregados pode ser madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela sua combinação.”

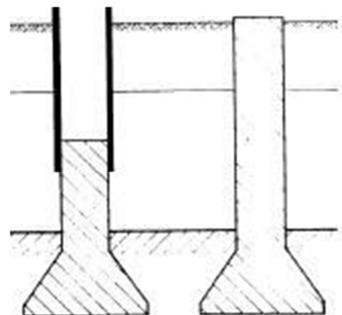
Figura 15 - Estacas: (a) metálicas; (b) pré-moldadas de concreto vibrado; (c) pré-moldada de concreto centrifugado; (d) tipo Franki e tipo Strauss; (e) tipo raiz; (f) escavadas.



Fonte: Velloso; Lopes, (1998).

“**Tubulão:** elemento escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoa, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitida pre-ponderadamente pela ponta.”

Figura 16 - Tubulão.

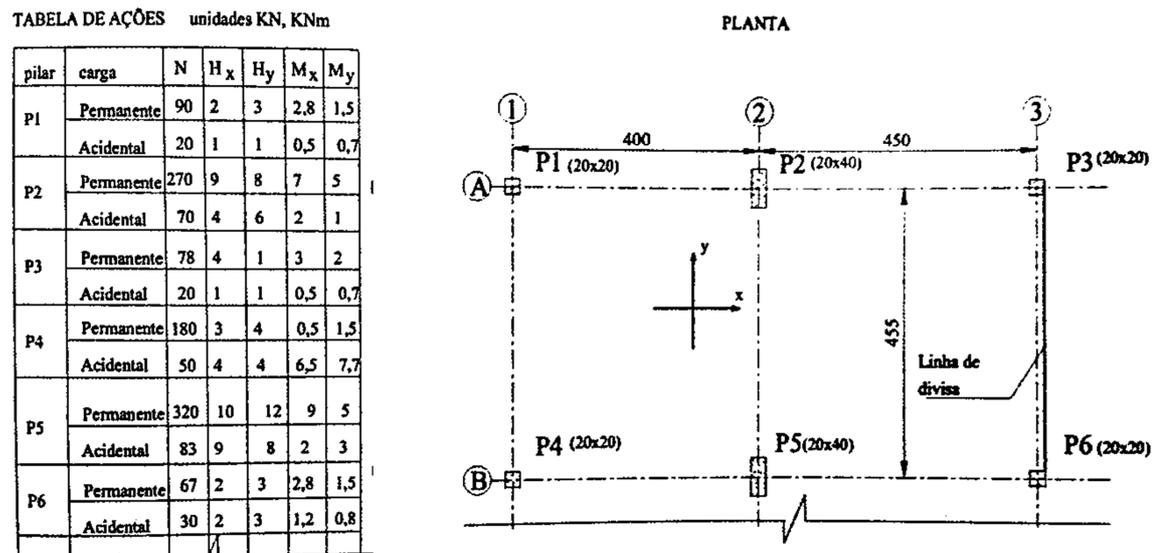


Fonte: Velloso; Lopes, (1998).

2.4.3 Planta de carga

Segundo Carvalho; Pinheiro (2009), a planta de carga faz parte do projeto estrutural que contém a planta de dimensões e localização dos pilares, juntamente com as cargas verticais, esforços horizontais e os momentos que as peças são submetidas na união, estrutura e fundação. A figura 17 apresenta um modelo de planta de carga.

Figura 17 - Modelo de planta de carga



Fonte: Carvalho; Pinheiro (2009).

2.5 MÉTODOS DE CÁLCULOS

2.5.1 Tubulão céu aberto

2.5.1.1 Geometria da fundação

Os tubulões são fundações profundas que tem por características a transmissão de solo por sua base, podendo esta, ser circular ou de falsa elipse, formada por semicírculos e retângulos. A área da base do tubulão é expressa por: (REBELLO, 2008).

$$A_b = \frac{P}{\sigma_s} \quad (\text{Eq. 42})$$

Em que: A_b = Área da base do tubulão (cm);

P = Carga do pilar (kgf);

σ_s = Tensão admissível do solo (Kgf/cm²).

O autor complementa que, a área do fuste (A_f) do tubulão deve ter diâmetros mínimo de 70cm, sendo expressa por:

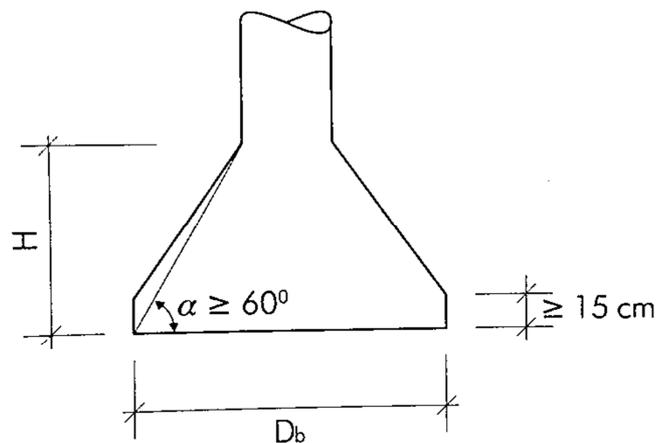
$$A_f = \frac{P}{\sigma_{conc}} \quad (\text{Eq. 43})$$

Em que: σ_s = Tensão admissível do concreto, expressa por $(0,85 f_{ck})$ (Kgf/cm²).

A base dos tubulão é formada por um ângulo interno a partir de 60°, sendo esta atendida com utilização de: (REBELLO, 2008)

$$H = 0,87 * D_b$$

Figura 18 - Detalhe da altura do tubulão



Fonte: Rebello (2008).

2.5.1.2 Cálculo da armação de tubulões

A armação em tubulões encontra-se somente em seu fuste, esta deve ter comprimento de 300cm, sendo 50cm deixada para ligação com o bloco. Para fundações com carga inferior a 300tf, deve ser adotada área de aço mínima, as demais devem ser determinada por: (REBELLO, 2008).

$$\rho = \frac{(2 * P - AC * f_{ck})}{(f_{ty} * AC)} \quad (\text{Eq. 44})$$

Em que: ρ = Taxa de armação = $\frac{A_{aço}}{AC}$;

P = Carga sobre o tubulão (kgf);

AC = Área de concreto do fuste (cm²);

f_{ry} = Tensão característica de escoamento a compressão do aço (kgf/cm²)

Sendo a área de aço mínima expressa da por:

$$A_{Aço} = 0,5\% * A_f \quad (\text{Eq. 45})$$

Em que: $A_{aço}$ = Área de aço (cm²);

A_f = Área do fuste (cm²).

2.5.2 Sapata isolada

2.5.2.1 Geometria da fundação

Segundo Rebello (2008), a área da base de uma sapata isolada (S_{sap}) se da pela relação entre as carga (P), transferidas a fundação pela superestrutura e a tensão admissível do solo σ_s . Expressa por:

$$S_{sap} = \frac{P}{\sigma_s} \quad (\text{Eq. 46})$$

Ainda de acordo como o autor, deve ser respeitado à relação entre as dimensões do pilar e da base da sapata, para que ocorra uma economia na execução. Sendo expressas por:

Sapata isoladas que recebem pilares quadrado:

$$A = B = \sqrt{S_{sap}} \quad (\text{Eq. 47})$$

Em que: A = Maior dimensão da sapata (m)

B = Menor dimensão da sapata (m)

S_{sap} = Área da sapata (m²)

Sapata isoladas que recebem pilares retangular:

$$A = \frac{(a-b)}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + S_{sap}} \quad \text{e} \quad B = \frac{S_{sap}}{B} \quad (\text{Eq. 48})$$

Em que : a = Maior dimensão do pilar (m)

b = Menor dimensão do pilar (m)

A = Maior dimensão da sapata (m);

B = Menor dimensão da sapata (m);

De acordo como autor, a altura da sapata pode ser determinada com sendo 30% da sua maior dimensão, sendo que este valor deve ser verificado quanto a: condição de compressão e a tensão de cisalhamento da punção.

Bastos (2012), apresenta a altura da base (h_0) deve ser definido com a seguinte relação:

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Segundo a NRB 6118/2014 estabelece que as sapatas que atendam a expressão a seguir, são consideradas rígidas, caso contrário trata-se de uma estrutura flexível:

$$h \geq \frac{(A-a)}{3} \quad (\text{Eq. 49})$$

Em que: A = Maior dimensão da sapata (cm);

A = Maior dimensão do pilar (cm);

h = Altura da sapata (cm).

A NBR 6118/2014 ainda apresenta, que dever ser respeitado o comprimento de ancoragem (l_b) em peças estruturais, expressa por:

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (\text{Eq. 50})$$

Em que: ϕ = Diâmetro da barra a ser ancorada (m);

f_{yd} = Tensão de escoamento do aço utilizado, com minoração de 1,15 (MPa);

f_{bd} = Aderência uniforme, expressa por:

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (\text{Eq. 51})$$

Em que: η_1 = Fator de correção para utilização de barras nervuradas = 1,5;

η_2 = Fator de correção para situação de má aderência = 0,7;

η_3 = Fator de correção em função do diâmetro $\left(\frac{(132-\phi)}{100}\right)$;

f_{ctd} = Resistência a tração direta do concreto (MPa), expressa por:

$$f_{ctd} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Eq. 52})$$

Em que: f_{ck} = Resistência característica do concreto, minoração de 1,4 (MPa)

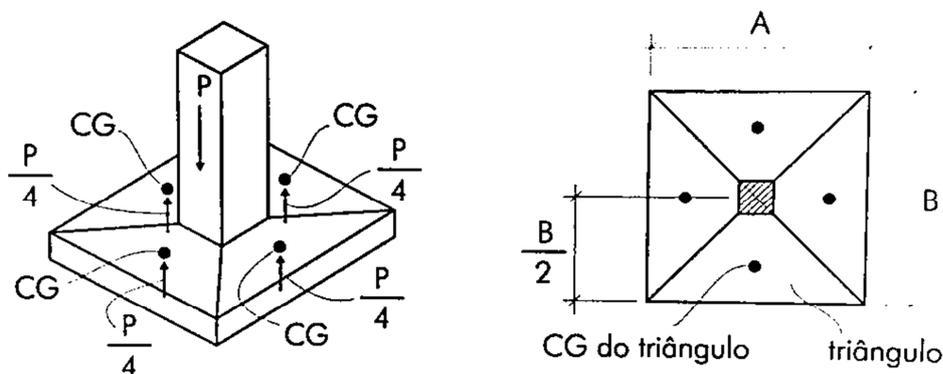
A NBR 6118/2014 estipula que deve ser respeitado os valores de ancoragem mínimo ($l_{b,min}$), que é o maior entre:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,30 * l_b \\ 10 * \varnothing \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

2.5.2.2 Método dos momentos fletores

A flexão da sapata se dá pela reação do solo as tensões a ele transmitida pela peça de função, sendo esta reação igual à carga (P) do pilar. Para o cálculo do momento a sapata é dividida em quatro triângulos que reagem no seu centro de gravidade com $\frac{1}{4}P$. (REBELLO, 2008).

Figura 19 - Representação da distribuição dos esforços em sapata.



Fonte: Rebello (2008).

O autor apresenta as seguintes equações para o cálculo dos momentos fletores:

$$M_{//B} = \frac{P}{4} * \left(\frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right) \quad \text{e} \quad M_{//A} = \frac{P}{4} * \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Eq. 53})$$

Em que: $M_{//B}$ = Momento paralelo a menor dimensão da sapata (kgf*cm);

$M_{//A}$ = Momento paralelo a maior dimensão da sapata (kgf*cm);

B = Menor dimensão da sapata (cm);

b = Menor dimensão do pilar (cm);

A = Maior dimensão da sapata (cm);

a = Maior dimensão do pilar (cm);

P = Carga do pilar (kgf).

2.5.2.2.1 Cálculo da armação da sapata pelo método do momento fletor

Para o cálculo da armação da sapata deve ser verificar os parâmetros de condições de compressão do concreto e de tensão de cisalhamento da punção, que tem relação direta com à altura da peça. Essa conferência se dá respectivamente por: (REBELLO, 2008).

$$C = \frac{M}{b_w * d^2} < C_{Lim} = 0,14 f_{ck} \quad (\text{Eq. 54})$$

Em que: M = Momento fletor Atuante (kgf*cm);

b_w = Largura da seção do pilar (cm);

d = Altura útil da seção (d = h – cobrimento) (cm);

f_{ck} = Resistência característica do concreto estipulado no projeto (kgf/cm²).

$$\tau = \frac{P}{2(a+b+2*h)*h} < \tau_{Lim} = \frac{f_{ck}}{25} \quad (\text{Eq. 55})$$

Em que: P = Carga do pilar (kgf);

h = Altura da sapata (cm);

a = Maior dimensão do pilar (cm);

b = Menor dimensão do pilar (cm).

Segundo Botelho; Marchetti (2004), para a determinação da área de aço (As), necessária para resistir os momentos atuantes na peça, através do momento fletor máximo pode ser determinado através dos coeficientes K₆, K₃ e K_x (tabela 17). Sendo K₆ determinado por:

$$K_6 = \frac{b*d^2}{M} \quad (\text{Eq. 56})$$

Em que : b = Base da estrutura (cm);

d = Distância da borda mais comprimida ao centro de gravidade da armadura (cm);

$M =$ Momento (tf*cm)

Determinado K_6 , encontra-se K_3 na tabela 17, em relação a resistência do concreto a ser utilizado na peça (f_{ck}). Conhecido K_3 aplica-se a seguinte equação para encontrar o área de aço (A_s):

$$A_s = k_3 * \frac{M}{d} \quad (\text{Eq. 57})$$

Em que: $A_s =$ Área de aço (cm²)

$M =$ Momento (tf*cm);

$d =$ Distância da borda mais comprimida ao centro de gravidade da armadura (cm).

De acordo Bastos (2012), a NBR 6118 não apresenta área de aço mínima ($A_{s,min}$) para sapatas, porém, ele recomenda que para sapatas flexíveis, seja utilizada os valores da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,10\% * b_w * d \quad (\text{Eq. 58})$$

Em que: $b =$ Dimensão da sapata (cm);

Tabela 17 - Coeficiente K_3 , K_6 e K_x

	K_x	K_6								K_3	
		CLASSE DO CONCRETO (f_{ck})								TIPO DO AÇO (f_{yk})	
		15	20	25	30	35	40	45	50		
	15 MPa	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	CA 50	CA 60	
DOMÍNIO 2	0,03	772,51	582,29	463,51	386,25	331,08	289,69	257,50	231,75	0,325	0,271
	0,04	517,62	390,17	310,57	258,81	221,84	194,11	172,54	155,29	0,327	0,272
	0,05	390,20	294,12	234,12	195,10	167,23	146,32	130,07	117,06	0,329	0,274
	0,06	313,76	236,50	188,25	156,88	134,47	117,66	104,59	94,13	0,330	0,275
	0,08	262,81	198,10	157,69	131,41	112,63	98,55	87,60	78,84	0,332	0,277
	0,09	226,44	170,68	135,86	113,22	97,04	84,19	75,48	67,93	0,334	0,278
	0,10	199,16	150,12	119,50	99,58	85,36	74,69	66,39	59,75	0,335	0,280
	0,11	177,96	134,14	106,78	88,98	76,27	66,74	59,32	53,39	0,337	0,281
	0,13	161,01	121,36	96,60	80,50	69,00	60,38	53,67	48,30	0,339	0,282
	0,14	147,14	110,91	88,29	73,57	63,06	55,18	49,05	44,14	0,341	0,284
	0,15	135,60	102,21	81,36	67,80	58,11	50,85	45,20	40,68	0,343	0,285
	0,16	125,84	94,85	75,50	62,92	53,93	47,19	41,95	37,75	0,344	0,287
	0,18	117,48	88,55	70,49	58,74	50,35	44,05	39,16	35,24	0,346	0,289
	0,19	110,24	83,09	66,14	55,12	47,25	41,34	36,75	33,07	0,348	0,290
0,20	103,91	78,32	62,35	51,96	44,53	38,97	34,64	31,17	0,350	0,292	

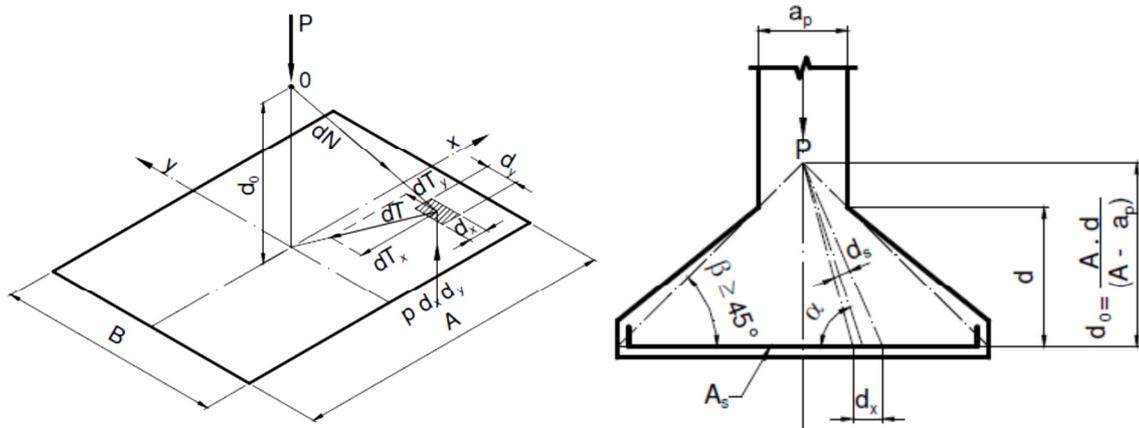
	0,21	98,33	74,12	59,00	49,17	42,14	36,87	32,78	29,50	0,352	0,293
	0,23	93,38	70,39	56,03	46,69	40,02	35,02	31,13	28,01	0,354	0,295
	0,24	88,95	67,05	53,37	44,48	38,12	33,36	29,65	26,69	0,356	0,297
DOMÍNIO 3	0,25	84,98	64,05	50,99	42,49	36,42	31,87	28,33	25,49	0,358	0,298
	0,26	81,38	61,34	48,83	40,69	34,88	30,52	27,13	24,41	0,360	0,300
	0,28	78,12	58,88	46,87	39,06	33,48	29,29	26,04	23,44	0,362	0,301
	0,29	75,14	56,64	45,09	37,57	32,20	28,18	25,05	22,54	0,364	0,303
	0,30	72,42	54,59	43,45	36,21	31,04	27,16	24,14	21,73	0,366	0,305
	0,31	69,92	52,71	41,95	34,96	29,97	26,22	23,31	20,98	0,368	0,307
	0,33	67,62	50,97	40,57	33,81	28,98	25,36	22,54	20,59	0,370	3,080
	0,34	65,49	49,37	39,30	32,75	28,07	24,56	21,83	19,65	0,372	0,310
	0,35	63,52	47,88	38,11	31,76	27,22	23,82	21,17	19,06	0,374	0,312
	0,36	61,69	46,50	37,01	30,84	26,44	23,13	20,56	18,51	0,377	0,314
	0,38	59,98	45,21	35,99	29,99	25,71	22,49	19,99	17,99	0,379	0,316
	0,39	58,39	44,01	35,03	29,20	25,02	21,90	19,46	17,52	0,381	0,318
	0,40	56,90	42,89	34,14	28,45	24,39	21,34	18,97	17,07	0,383	0,319
	0,41	55,51	41,84	33,31	27,75	23,79	20,82	18,50	16,65	0,386	0,321
	0,43	54,20	40,86	32,52	27,10	23,23	20,33	18,07	16,26	0,388	0,323
	0,44	52,97	39,93	31,78	26,46	22,70	19,86	17,66	15,89	0,390	0,325
	0,45	51,81	39,06	31,09	25,91	22,21	19,43	17,27	15,54	0,393	
	0,46	50,72	38,23	30,43	25,36	21,74	19,02	16,91	15,22	0,395	
	0,48	49,69	37,46	29,82	24,85	21,30	18,64	16,56	14,91	0,398	
	0,49	48,72	36,72	29,23	24,36	20,88	18,27	16,24	14,62	0,400	
	0,50	47,80	36,03	28,68	23,90	20,49	17,92	15,93	14,34	0,403	
	0,51	46,93	35,37	28,16	23,46	20,11	17,60	15,64	14,08	0,405	
	0,53	46,10	34,75	27,66	23,05	19,76	17,29	15,37	13,83	0,408	
	0,54	45,31	34,16	27,19	22,66	19,42	16,99	15,10	13,59	0,410	
	0,55	44,57	33,59	26,74	22,28	19,10	16,71	14,86	13,37	0,413	
	0,56	43,86	33,06	26,32	21,93	18,80	16,45	14,62	13,16	0,415	
0,58	43,18	32,55	25,91	21,59	18,51	16,19	14,39	12,96	0,418		
0,59	42,54	32,07	25,52	21,27	18,23	15,95	14,18	12,76	0,421		
0,60	41,93	31,60	25,16	20,96	17,97	15,72	13,98	12,58	0,424		
0,61	41,35	31,16	24,81	20,67	17,72	15,50	13,78	12,40	0,426		
0,63	40,79	30,75	24,47	20,39	17,48	15,30	13,60	12,24	0,429		

Fonte: Araujo, (2015).

2.5.2.3 Método das bielas

O método das bielas se aplica as sapatas rígidas, corridas ou isoladas, e consiste na transmissão da carga do pilar a base da sapata por meio de bielas de concreto, que provocam tensões de tração na peça. A figura 19 apresenta graficamente como funciona este processo. (BASTOS, 2012).

Figura 20 - Modelo gráfico do método das bielas



Fonte: Bastos (2012).

Segundo o autor, o esforço de tração pelo método das bielas é dado por:

$$T_x = \frac{P}{8} * \frac{(B - b_p)}{d} \quad \text{ou} \quad T_y = \frac{P}{8} * \frac{(A - a_p)}{d} \quad (\text{Eq. 59})$$

Em que: T_x ou T_y = Força de tração ao qual as peças estão submetidas, respectivamente no sentido maior ou menor dimensão da sapata (kgf);

P = Carga do pilar (kgf);

A ou B = Dimensão da sapata (cm);

a_p ou b_p = Dimensão do pilar (cm);

d = Altura útil (cm).

Bastos (2012) apresenta, que a tensão máxima em cada biela respectivamente em sapata retangular e quadrada é dada por:

$$\sigma_{C,max} = \frac{P}{\lambda * a_p * b_p} * \left[1 + \frac{(A - a_p)^2 + (B - b_p)^2}{4 \left(\frac{1}{1 - \lambda} \right)^2 * d_0^2} \right] \quad (\text{Eq. 60})$$

$$\sigma_{C,max} = \frac{P}{\lambda * A * a_p} * \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{A - a_p}{\frac{1}{1 - \lambda} * d_0} \right)^2 \right] \quad (\text{Eq. 61})$$

Em que: P = Carga do pilar (kgf);

A = Maior dimensão da sapata (cm);

B = Menor dimensão da sapata (cm);

a_p = Maior dimensão do pilar (cm);

b_p = Menor dimensão do pilar (cm);

d_0 = Altura da sapata (cm);

λ = Áreas homotéticas, dada por: $\left(\lambda = \frac{a_p}{A} = \frac{b_p}{B}\right)$.

2.5.2.3.1 Cálculo da armação da sapata pelo método das bielas

A área de aço pelo método das bielas, são expressas respectivamente no sentido maior ou menor dimensão da sapata por: (BASTOS, 2012)

$$A_{Sx} = A_{SA} = \frac{T_{xd}}{f_{yd}} \quad \text{ou} \quad A_{Sy} = A_{SB} = \frac{T_{yd}}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 62})$$

Em que: A_{Sx} ou A_{Sy} = Área de aço necessário (cm²);

f_{yd} = Tensão de escoamento do aço utilizado (kgf/cm²).

3. METODOLOGIA

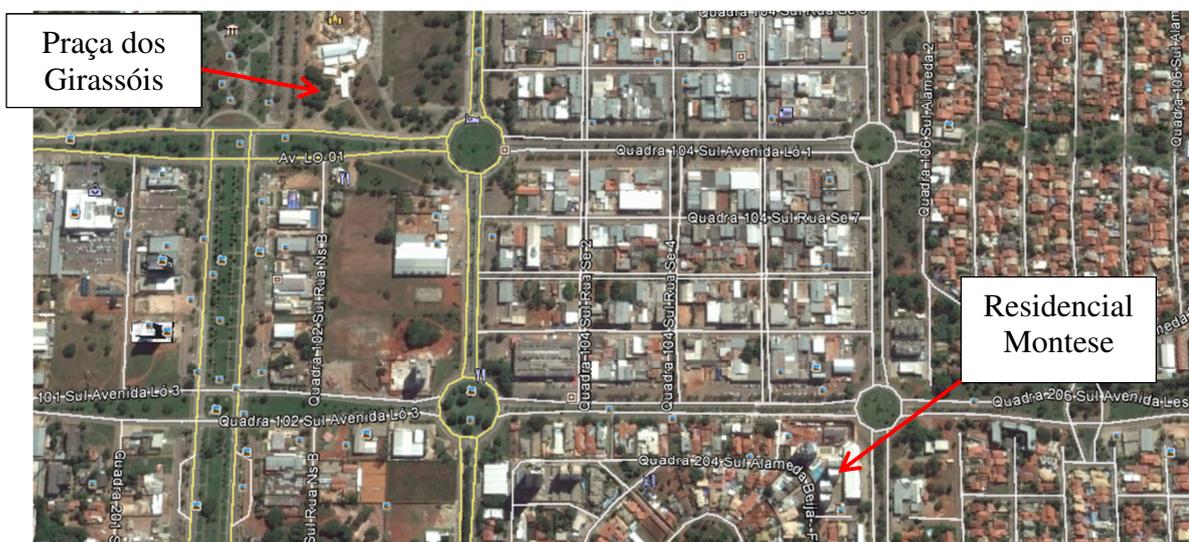
Os procedimentos adotados neste projeto o caracterizam com pesquisa de estudo de caso com natureza qualitativa. Sendo embasadas por meio de revisões bibliográficas, através de livros, periódicos técnicos e normas da associação brasileira de normas técnicas (ABNT).

Os métodos de cálculos adotados seguem as indicações dos autores apresentados no referencial teórico e atende as especificações das normas técnicas vigentes no Brasil que tratam o assunto. Sendo definido como método de investigação o SPT e para fim de cálculo estrutural o método dos momentos fletores.

O objeto de estudo deste trabalho é a torre A, bloco E, do condomínio Residencial Montese, localizado na quadra 204 sul, alameda beija flor, lote 03. O empreendimento é constituído por duas torres idênticas, com quinze pavimentos cada, sendo: doze pavimentos tipo que englobam vinte quatro apartamento, um pavimento térreo onde encontra-se as área de uso comum e dois pavimentos no subsolo utilizados como garagem. O condomínio foi projetado com estrutura de concreto armado, sendo sua fundação profunda tipo tubulão.

A edificação é um condomínio de alto padrão sendo cada pavimento tipo, constituído por dois apartamentos com quatro quartos, sendo duas suítes, sala de estar e jantar, cozinha área de serviço, quarto de empregada e sacada com churrasqueira. A circulação comum é contemplada pela escada, hall de serviço e social que dão acesso aos seus respectivos elevadores.

Figura 21: Localização da obra no plano diretor.



Fonte: Google, (2015).

3.1 Planta de carga

A planta de carga utilizada é a torre A, bloco E do condomínio residencial Montese, a qual foi elaborada por uma empresa especializada na área de projetos estrutural. O projeto é constituído por 28 pilares com cargas variando de 454 a 133 tf, apresentada no anexo A.

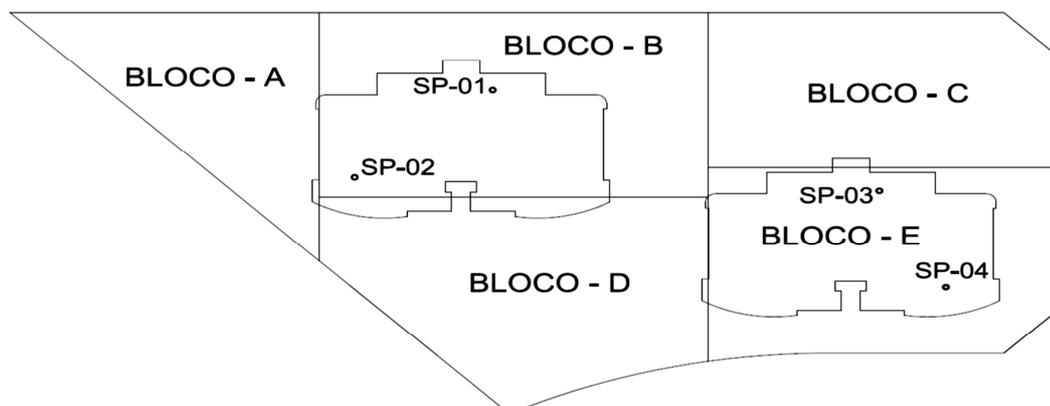
3.2 Investigação geotécnica

O método de investigação geotécnica do solo utilizado neste trabalho foi o “Standard Penetration Test” (SPT), normatizado pela NBR 6484/2001. A sua escolha foi devido o sua utilização em grande escala na região, e atender tecnicamente as necessidades do projeto.

O ensaio foi elaborado por uma empresa especializada em investigação de solos, que utilizou como referência para a investigação as Normas: NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios (1983), para determinar a quantidade de sondagens e suas profundidades; NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio (2001), como procedimento de execução da sondagem e elaboração do laudo; NBR 6502: Rochas e solos – Termologias (1995), e NBR 13441: Rochas e solos – Simbologia (1995), utilizadas para caracterizar as amostra do solo da sondagem e NBR 7181: Solo – Análise granulométrica – Método e ensaio (1984), para caracterização granulométrica do solo investigado.

O laudo é constituído de quatro sondagens que abrangem toda a obra, neste trabalho foram utilizados as sondagens SP 03 e SP 04, que foram realizadas no bloco E, região estudada neste trabalho. A locação destas sondagens estão apresentadas na figura 22.

Figura 22: Locação das sondagens



Fonte: Laudo de sondagem (2007).

3.3 Capacidade de carga do solo

Para determinar as tensões admissíveis do solo foi utilizado a formula semi-empírica apresentada pela equação 9. Sua escolha é devido à utilização do SPT como parâmetro de referência de investigação do solo, e por sua utilização e indicação dos autores consultados tais como Alonso, Cintra; Aoki, Quaresma. Os valores encontrados estão apresentados na tabela resumo no apêndice C.

$$\sigma_s = \frac{N-SPT_{(médio)}}{50} = (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 9})$$

3.4 Determinação geométrica da fundação

A área da base da sapata foi determinada através da relação entre, carga a ela transmitida através do pilar e a tensão admissível do solo apresentada na equação 46. A relação da dimensão dos lados da sapata foi determinado em função da seção do pilar, quando quadrado utilizado à equação 47 e se retangular utilizando a equação 48.

$$S_{sap} = \frac{P}{\sigma_s} \quad (\text{Eq. 46})$$

$$A = B = \sqrt{S_{sap}} \quad (\text{Eq. 47})$$

$$A = \frac{(a-b)}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + S_{sap}} \quad \text{e} \quad B = \frac{S_{sap}}{B} \quad (\text{Eq. 48})$$

A altura da sapata foi determinada através das seguintes análises: solicitações de punção na peça, definida pela equação 55; compressão do concreto, definida pela equação 54; a condição de ancoragem das barras de aço dos pilares, determinada através da equação 50; condições de rigidez da sapata, conforme especificações da NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014) e NBR 6122: Projeto e execução de fundações (2010). Os valores encontrados estão apresentados na tabela resumo no apêndice C.

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (\text{Eq. 50})$$

$$C = \frac{M}{b_w * d^2} < C_{Lim} = 0,14 f_{ck} \quad (\text{Eq. 54})$$

$$\tau = \frac{P}{2(a+b+2*h)*h} < \tau_{Lim} = \frac{f_{ck}}{25} \quad (\text{Eq. 55})$$

3.5 Previsão de recalque

Na estimativa dos recalques da estrutura, foram respeitadas as especificações da NBR 6122, Projeto e execução de fundações (2010), e as orientações de bibliografias especializadas citadas no item recalques admissíveis.

Para determinar o valor estimado do recalque de cada peça da fundação foi utilizada a equação 38, a qual é indicado para o solo especificado na investigação SPT que será utilizada no projeto. Os valores encontrados estão apresentados na tabela resumo no apêndice C.

$$w = q * B^{0,7} * \frac{1,71}{N^{1,4}} * f_s * f_l \quad (\text{Eq. 38})$$

3.6 Estrutura de concreto armado

A parte estrutural da fundação foi dimensionada pelo método linear de acordo com a NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014), sendo através deste, determinado a taxa de aço que suportará os momentos fletores sofridos pela estrutura.

3.6.1 Cálculo dos momentos fletores

Os esforços de flexão que a estrutura da sapata sofrerá foram determinados pelo método dos momentos fletores através da equação 53. Os valores encontrados estão apresentados na tabela resumo no apêndice C.

$$M_{//B} = \frac{P}{4} * \left(\frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right) \quad \text{e} \quad M_{//A} = \frac{P}{4} * \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Eq. 53})$$

3.6.2 Armadura de flexão

A área de aço que devera absorver os esforços de flexão que a peça esta submetida foi determinada através das equações 56 e 57, com o auxilio da tabela 17. Neste procedimento foi utilizado aço CA-50 que tem tensão de escoamento de 5000kgf/cm² e concreto com resistência a compressão de 30 MPa. Sendo considerado como área de aço mínima a expressa pela equação 58. Os valores encontrados estão apresentados na tabela resumo no apêndice C.

$$K_6 = \frac{b \cdot d^2}{M} \quad (\text{Eq. 56})$$

$$A_s = k_3 * \frac{M}{d} \quad (\text{Eq. 57})$$

$$A_{s,min} = 0,10\% * b_w * d \quad (\text{Eq. 58})$$

3.6.3 Determinação da bitola e espaçamento das barras

A escolha da bitola da armação da sapata foi determinada através da relação da área de aço encontrada nas equações 56 e 57, com a área de cada barra em função do seu diâmetro. Para determinar o espaçamento entre as barras foi utilizada a relação entre, o comprimento da sapata perpendicular a direção da barra e a quantidade de barras determinadas anteriormente.

3.7 Elaboração gráfica do projeto

As peças gráficas do projeto foram constituídas da apresentação dos desenhos das sapatas da fundação, especificando a geometria e armadura de cada elemento, planta de locação da fundação, contendo a cota de assentamento, carga do pilar apresentado pela planta de carga e o nome da cada sapata, que será o número do pilar antecedido pela sigla SP, no caso da sapata que apoiarem mais de um pilar será adotado o de menor numeração. Conforme os projetos apresentados no apêndice D.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Investigação geotécnica

A investigação das características do solo foi realizado a partir do laudo de sondagem apresentado no anexo B.

O laudo de sondagem SP-03, apresenta nas áreas de atuação dos bulbos de tensões provocados pelas peças de fundação, com profundidades a partir da base das sapatas de -3,5 a -4,5m e de -4,5 a -5,5m, N-SPT médio de 16 e 22 golpes, com tensões admissíveis do solo de 0,32 e 0,44 MPa respectivamente, para sapatas assentadas na cota -1,5m.

O laudo de sondagem SP-04, apresenta nas áreas de atuação dos bulbos de tensões provocados pelas peças de fundação, com profundidades a partir da base das sapatas de -2,5 a -3,5m e de -3,5 a -4,5m, N-SPT médio de 25 e 29 golpes, com tensões admissíveis do solo de 0,50 e 0,58 MPa respectivamente, para sapatas assentadas na cota -1,5m. Já para as sapatas assentadas a -3,0m, a atuação dos bulbos de tensões influenciaram a profundidade variando de -3,0 a 4,0m, a partir do assentamento da sapatas, onde o N-SPT médio é de 38 golpes, com tensão admissível do solo de 0,76MPa.

Estes valores classificam o solo da SP-03 como rijo e duro, e o da SP-04 como duro, segundo a NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio (2001).

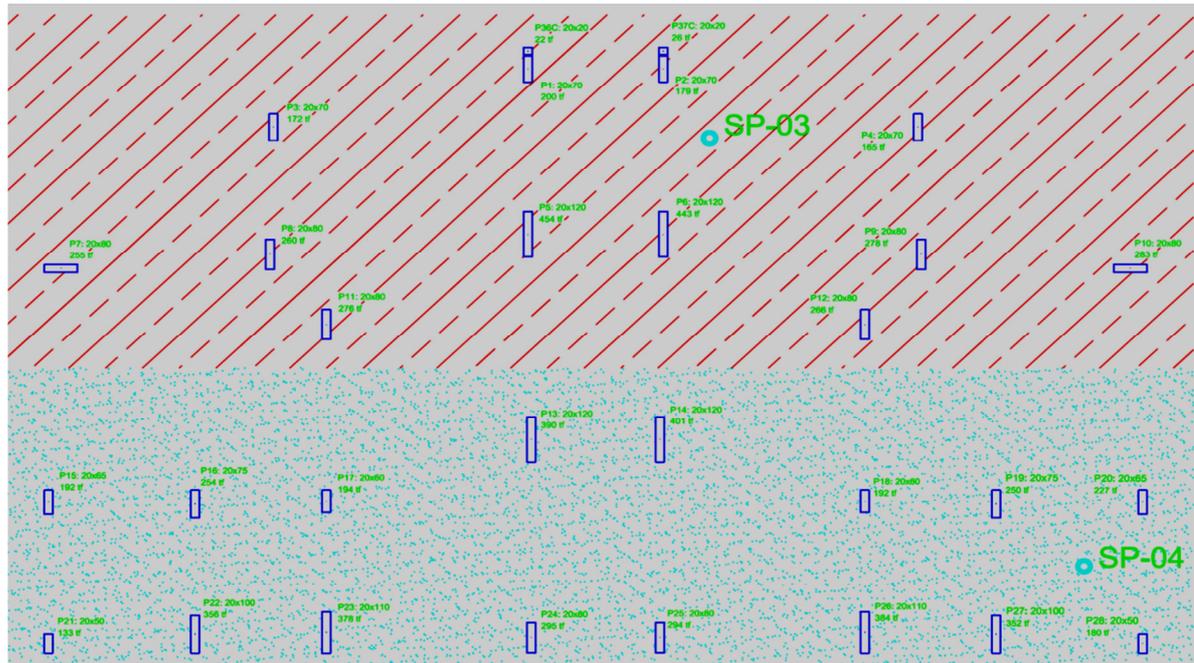
Os níveis de água apresentados nos laudos de sondagem são de 2,53m para o SP-03, e 2,15m para SP-4.

As características dos laudos de sondagem apresentam predisposição a escolha de fundações rasas, por o nível do lençol freático ser considerado alto e o solo apresentar boa resistência, ideal para fundações com transmissão de carga pela base. Ambas as características de sapatas.

4.1.1 Setorização das áreas de influência das sondagens

O solo foi classificado de acordo com a região da investigação conforme a figura 23. Sendo os pilares de P1 a P12 agrupados no setor da investigação SP-03, e os pilares de P13 a P28 agrupados no setor de investigação SP-04.

Figura 23: Divisão dos setores de investigação do solo



Fonte: O autor (2015).

4.2 Memória de cálculo

A memória de cálculo foi elaborada em planilha eletrônica do Microsoft Excel conforme apresentado no apêndice A. A Planilha é dividida em quatro partes, sendo:

Dados de alimentação: Que contempla os dados dos materiais a serem utilizados, neste caso o concreto e o aço, com seus respectivos coeficientes de segurança; os dados do pilar, composta pelas dimensões e área em planta e a carga que será transferida a fundação; e os dados do solo, onde são inserido os valores do N-SPT_{médio} para se extrair a tensão de resistência do solo.

Dados de verificação: Parte de tabela que apresenta os valores limites exigidos por norma ou bibliografias consultadas, e os valores calculados de: ancoragem (Eq. 50); punção (Eq. 55); compressão do concreto (Eq. 54); recalque (Eq. 38); peso próprio adotado e a relação entre as dimensões da base da sapata.

Resultados de cálculo: Nesta etapa a planilha calcula; o peso próprio da sapata a ser adotado (10% da carga do pilar); a área da base da sapata (Eq. 46), juntamente com as suas dimensões de base altura parcial e total (Eq. 49); os momentos fletores máximos sofridos pela sapata (Eq. 53); e a área de aço necessária para combater esses momentos (Eq. 56 e 57).

Detalhamento dos resultados: Na última etapa, a planilha apresenta de forma gráfica os valores descritos nas etapas anteriores, com exceção do detalhamento das barras de aço, determinados através da relação entre a área de aço da sapata, a área de aço de cada barra e dimensão sapata perpendicular a sua distribuição na peça.

O resumo de cálculo apresentado na planilha de memória de cálculo segue a sequência apresentada no apêndice B, tendo como exemplo o pilar P7 apoiado pela sapata SP 04.

✓ **Dados:**

- Resistência característica do concreto (f_{ck}): 30MPa. Escolhida devido a resistência do concreto exigidas para os pilares no projeto estrutural ser de 25Mpa, valor inicial de tomada decisão, que foi aumentado para 30Mpa nas sapatas por esta diretamente ligado a determinação dos valores da punção, compressão do concreto e ancoragem do pilar na sapata, características que determinam a altura sapata, favorecendo assim algumas peças dimensionadas no trabalho;

- Resistência característica do aço (f_{ck}): 500MPa (aço CA 50);

- Maior diâmetro do aço estabelecido para arranque do pilar (l_p): 20mm;

- Dimensões do pilar: 20x80cm;

- Carga do pilar que será transmitida a sapata: 266 tf;

- Peso próprio adotado: 26,6 tf;

- N-SPTmédio, extraído da sondagem SPT: 22 golpes.

4.3 Análise dos resultados

Os valores encontrados através dos cálculos do projeto, estão apresentados no apêndice C, que através da tabela resumo, apresenta os valores encontrados nos cálculos das sapatas, encontrados conforme abordado no item memória de cálculo.

Na planilha de resumo são apresentadas as características do solo e dos materiais utilizados; as cargas a serem transmitidas ao solo; a geometria da sapata; as condições de verificação; os momentos fletores máximo sofridos pela peça; e a taxa de aço necessária para rebater os momentos fletores.

4.4 Comparação técnica entre fundações do tipo tubulão e sapata

No caso específico dos projetos tratados neste trabalho alguns pontos se destacam por influenciarem diretamente nos seus processos executivos, sendo relevante no momento da escolha do projeto a ser implantado, sendo eles: tipo de escavação; estabilidade solo; necessidade de rebaixamento do lençol freático; consumo de material.

4.4.1 Tipos de escavação

O projeto com tubulão, apresenta peças com variados diâmetros de fustes com bases circulares e falsa elipses, situações que elevam o seu grau de dificuldade de execução, caso de escavação mecânica do fuste exigirá da empresa executora a utilização de diversos diâmetros de brocas. Já no alargamento da base é realizado manualmente, situação que apresenta dificuldades na locação exata das dimensões da base. Neste caso a alta resistência do solo, pode ser considerado uma grande dificuldade para a escavação manual.

No caso das sapatas a escavação pode ser mecânica, com a utilização de equipamentos mais simples, como retro escavadeiras, facilmente encontrado na região, sendo executado manualmente, somente pequenas correções. No ponto de vista da locação e a visualização de possíveis erros de locação são facilmente identificados.

4.4.2 Estabilidade do solo

Conforme apresentado nos laudos de sondagem, o solo apresenta elevada resistência, fator que caracteriza solos estáveis quanto ao desmoronamento, fato que não elimina totalmente este risco.

O projeto original da obra dimensionado como tubulão apresenta a cota de assentamento da fundação a uma profundidade de -3m da cota do terreno, situação que expõe riscos ao executor do alargamento da base do tubulão, por haver um grande maciço de solo sobre o seu ambiente de trabalho.

As escavações das sapatas podem ser executadas em taludes com inclinações iguais ou superiores a 90°, diminuindo de maneira significativa o risco de desabamento.

4.4.3 Rebaixamento do lençol freático

De acordo com os laudos de sondagem o nível d'água varia de 2,14 a 2,53m abaixo do nível do solo, havendo a necessidade do rebaixamento do lençol freático para executar as peças de fundação assentadas a profundidades abaixo do nível d'água.

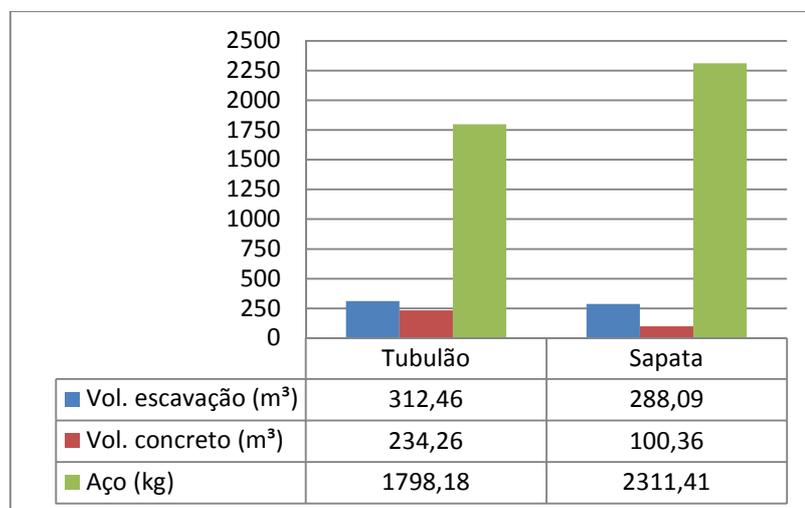
Avaliando os casos estudados, este serviço será necessário para todos os tubulões, pois estes estão assentados a uma cota de -3m com referência ao nível do solo. Já para os projetos utilizando sapata haverá a necessidade de rebaixar o lençol freático somente para a execução das sapatas SP8 e SP 16, totalizando quatro peças, rebaixadas pela necessidade da execução do poço dos elevadores.

4.4.4 Consumo de material

Como comparativo, foi realizado o quantitativo do consumo de material e escavação para uma noção do quanto estes valores influenciarão na escolha do projeto a ser utilizado. Apresentado na tabela 18.

No que diz respeito ao volume de escavação e concreto, a sapata torna-se mais vantajosa, resumindo em 133,42% o consumo de concreto e 8,46% o volume de escavação. Já no que diz respeito ao consumo de aço, a sapata consome aproximadamente 28,54% mais de aço que o tubulão. Esse valores comprovam as características distintas entre a sapata, solicitados a compressão e flexão e os tubulões, solicitados somente a compressão.

Figura 24 Comparativo de consumo de materiais



Fonte: o autor (2015).

Tabela 18: Comparativo de consumo de material e volume de escavação
entre sapata e tubulão

	Tubulão *							Sapata						
	Peça	Descrição	Quantidade (und)	Vol. escavação (m³)	Vol. concreto (m³)	Vol. pedra de mão (m³)		Aço (kg)	Peça	Descrição	Quantidade (und)	Vol. escavação (m³)	Vol. concreto (m³)	Vol. pedra de mão (m³)
	T 1	E	1	9,90	7,62	2,28	46,70	SP 1	1	11,58	4,24	-	80,92	
	T 2	E	1	9,24	7,13	2,11	46,70	SP 1	1	11,58	4,24	-	80,92	
	T 3	E	1	9,89	7,56	2,33	68,72	SP 2	1	8,91	2,80	-	59,35	
	T 4	E	1	5,48	4,30	1,18	37,00	SP 2	1	8,91	2,80	-	59,35	
	T 5	E	1	19,29	14,37	4,92	105,09	SP 3	1	16,46	8,76	-	179,99	
	T 6	E	1	19,29	14,37	4,92	105,09	SP 3	1	16,46	8,76	-	179,99	
	T 7	E	1	10,55	7,63	2,92	50,37	SP 4	1	10,00	3,80	-	95,10	
	T 8	E	1	11,48	8,76	2,72	56,86	SP 5	1	20,47	6,48	-	106,77	
	T 11	E	1	12,23	9,29	2,94	56,86	SP 6	1	20,47	6,48	-	108,49	
	T 9	E	1	12,51	9,50	3,01	56,86	SP 7	1	10,80	4,32	-	101,49	
	T 10	E	1	10,55	7,63	2,92	55,69	SP 8	1	18,00	3,88	-	101,95	
	T 12	E	1	12,28	9,33	2,95	56,86	SP 8	1	18,00	3,88	-	101,95	
	T 13	E	1	15,39	11,62	3,77	105,09	SP 9	1	5,48	1,72	-	53,69	
	T 14	E	1	15,43	11,65	3,78	105,09	SP 10	1	7,31	2,80	-	76,82	
	T 15	E	1	7,54	5,55	1,99	50,37	SP 10	1	7,31	2,80	-	76,82	
	T 16	E	1	9,03	6,62	2,41	55,69	SP 11	1	5,64	1,76	-	49,92	
	T 17	E	1	6,03	4,69	1,34	37,00	SP 11	1	5,64	1,76	-	49,92	
	T 18	E	1	5,98	4,65	1,33	37,00	SP 12	1	6,70	2,56	-	54,22	
	T 19	E	1	9,03	6,62	2,41	55,69	SP 13	1	4,56	1,12	-	33,97	
	T 20	E	1	7,54	5,55	1,99	37,00	SP 14	1	10,29	4,44	-	116,15	
	T 21	E	1	6,48	4,84	1,64	50,37	SP 14	1	10,29	4,44	-	116,15	
	T 22	E	1	13,12	9,42	3,70	68,72	SP 15	1	11,04	4,96	-	127,25	
	T 23	E	1	17,17	12,88	4,29	105,09	SP 15	1	11,04	4,96	-	127,25	
	T 24	E	1	9,08	6,98	2,10	68,72	SP 16	1	12,96	2,48	-	64,16	
	T 25	E	1	9,08	6,98	2,10	68,72	SP 16	1	12,96	2,48	-	64,16	
	T 26	E	1	19,27	14,46	4,81	105,09	SP 17	1	5,23	1,64	-	44,66	
	T 27	E	1	13,12	9,42	3,70	68,72							
	T 28	E	1	6,48	4,84	1,64	37,00							
	Total			312,46	234,26	78,20	1798,18	Total			288,09	100,36	0,00	2311,41

* Dados de projeto

Fonte: o autor (2015).

5. CONCLUSÃO

Neste trabalho, realizou-se um estudo da viabilidade técnica de ser executada uma fundação rasa tipo sapata em um residencial de alto padrão de quinze pavimentos, executada em fundação profunda tipo tubulão.

Com os resultados obtidos conclui-se que, como esperado, a fundação tipo sapata mostrou-se tecnicamente viável, do ponto de vista que atende as solicitações da estrutura.

Outros aspectos relevantes deste trabalho abrangem as exigências executivas nos pontos de vista: do nível do lençol freático; estabilidade do solo para a escavação; e no consumo de material, em que a fundação tipo sapata se destacou, apresentando-se mais vantajosa do que a fundação tipo tubulões.

Este estudo mostra que ambos os tipos de fundações são possíveis tecnicamente, mas as sapatas apresenta-se mais viáveis no ponto de vista executivo.

Considerando os resultados obtidos, como sugestão de continuação deste estudo, indica-se realizar o dimensionamento desta fundação com estacas, avaliando sua viabilidade técnica e executiva em comparação com as fundações tipo tubulão e sapata, assim como um comparativo econômico entre elas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. **NBR 6122**, Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6484**, Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

_____. **NBR 12069**, Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Exercícios de fundações**. 2 ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2010.

_____. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação**. Bauru: Universidade estadual paulista, 2012.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado, eu te amo. Vol. 2**. São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas; fundações; e obras de terra. Vol. 2**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros técnicos e científicos editora, 1987.

_____. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. Vol. 1**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros técnicos e científicos editora, 1988.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Vol. 2**. São Paulo: Pini, 2009.

CINTRA, José Carlos A; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: Projeto geométrico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

CINTRA, José Carlos A; AOKI, Nelson. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: EESC – USP, 1999.

PINTO, Carlos de Sousa. Propriedades dos solos. In: HACHICH, Waldemar. et. al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 52 - 118.

QUARESMA, Arthur Rodrigues. et. al. Investigações geotécnicas. In:_____. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. P. 119 - 162.

VELLOSO, Dirceu; LOPES, Francisco de Rezende. Concepção de obras de fundações. In:_____. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. P. 211 – 226.

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

ARAÚJO, Roldão. Tabela do coeficiente K3, K6 e Kx. Palmas: CULP -ULBRA, 2015. Notas de aula.

SCHNAID, Fernando; **Ensaio de campo e suas aplicações á engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de texto, 2000.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de técnicas de pavimentação. Vol. 1**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007.

SIMONS, Noel E; MENZIES, Bruce K. **Introdução á engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.

VARGAS, Milton; **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-hill do Brasil, 1977.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de projeto, investigação de subsolo e fundações superficiais. Vol. 1**. São Paulo: Oficina de textos, 2004.

APÊNDICE A – Memoria de calculo

APÊNDICE B – Demonstrativo de calculo

Demonstrativo de calculo do pilar P7 apoiado pela sapata SP 04, conforme ocorre na planilha de calculo.

✓ **Dados:**

- Resistência característica do concreto (fck): 30MPa. Escolhida devido a resistência do concreto exigidas para os pilares no projeto estrutural ser de 25Mpa, valor inicial de tomada decisão, que foi aumentado para 30Mpa nas sapatas por esta diretamente ligado a determinação dos valores da punção, compressão do concreto e ancoragem do pilar na sapata, características que determinam a altura sapata, favorecendo assim algumas peças dimensionadas no trabalho;

- Resistência característica do aço (fck): 500MPa (aço CA 50);

- Maior diâmetro do aço estabelecido para arranque do pilar (lp): 20mm;

- Dimensões do pilar: 20x80cm;

- Carga do pilar que será transmitida a sapata: 266 tf;

- Peso próprio adotado: 26,6 tf;

- N-SPT médio, extraído da sondagem SPT: 22 golpes.

✓ **Capacidade de carga do solo:**

$$\sigma_s = \frac{N-SPT_{(m\u00e9dio)}}{50} \quad \therefore \quad \sigma_s = \frac{22}{50} \quad \therefore \quad \sigma_s = 0,44 \text{ (MPa)}$$

✓ **Geometria da sapata:**

- Área da base:

$$S_{sap} = \frac{P}{\sigma_s} \quad \therefore \quad S_{sap} = \frac{(266+26,6)}{44} \quad \therefore \quad S_{sap} = 6,65m^2$$

- Dimensões da base:

$$A = \frac{(a-b)}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + S_{sap}} \quad \therefore \quad A = \frac{(0,80-0,20)}{2} + \sqrt{\frac{(0,80-0,20)^2}{4} + 6,65}$$

$$B \cong 2,90 \text{ m}$$

$$B = \frac{S_{sap}}{B} \quad \therefore \quad B = \frac{6,65}{2,90} \quad \therefore \quad B \cong 2,30 \text{ m}$$

- Altura da sapata:

- Condição de rigidez:

$$h \geq \frac{(A-a)}{3} \quad \therefore \quad h \geq \frac{(2,90-0,80)}{3} \quad \therefore \quad h \geq 0,70 \text{ m}$$

- Compressão do concreto;

$$C_{Lim} = 0,14 f_{ck} \quad \therefore \quad C_{Lim} = 0,14 * 300 \quad \therefore \quad C_{Lim} = 42,0 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$C = \frac{M}{b_w * d^2} \quad \therefore \quad C = \frac{4877000}{20 * 65^2} \quad \therefore \quad C = 57,7 \text{ Kgf/cm}^2$$

Adotando h = 85cm; temos:

$$C = \frac{M}{b_w * d^2} \quad \therefore \quad C = \frac{4877000}{20 * 80^2} \quad \therefore \quad C = 38,11 \text{ Kgf/cm}^2$$

- Punção:

$$\tau_{Lim} = \frac{f_{ck}}{25} \quad \therefore \quad \tau_{Lim} = \frac{30}{25} \quad \therefore \quad \tau_{Lim} = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{P}{2(a+b+2*h)*h} \quad \therefore \quad \tau = \frac{(2,66+0,266)}{2(0,80+0,20+2*0,85)*0,85} \quad \therefore \quad \tau \cong 0,64 \text{ Mpa}$$

- Ancoragem das barras de aço de aço:

$$f_{cta} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} \quad \therefore \quad f_{cta} = 0,30 * \left(\frac{30}{1,4}\right)^{2/3} \quad \therefore \quad f_{cta} = 2,31 \text{ Mpa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad \therefore \quad f_{bd} = 1,5 * 0,7 * \left(\frac{132-0,020}{100} \right) * 2,31 \quad \therefore$$

$$f_{bd} = 3,20 \text{ Mpa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad \therefore \quad l_b = \frac{0,020}{4} * \frac{500}{3,20} \quad \therefore \quad l_b = 0,68 \text{ m}$$

- Altura da base:

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h_0 \geq \frac{h}{3} \quad \therefore \quad h_0 \geq \frac{85}{3} \quad \therefore \quad h_0 \geq 28,3 \text{ cm}$$

Adotado: $h_0 = 30 \text{ cm}$

- ✓ **Recalque:**

$$f_s = \left(\frac{1,25 * \frac{A}{B}}{\frac{A}{B} + 0,25} \right) \quad \therefore \quad f_s = \left(\frac{1,25 * \frac{2,90}{2,30}}{\frac{2,90}{2,30} + 0,25} \right) \quad \therefore \quad f_s = 1,043$$

$$w = q * B^{0,7} * \frac{1,71}{N^{1,4}} * f_s * f_l \quad \therefore \quad w = \frac{2926}{6,67} * 2,3^{0,7} * \frac{1,71}{22^{1,4}} * 1,043 * 1,0$$

$$w = 18,5 \text{ mm}$$

- ✓ **Momento fletor:**

$$M_{//A} = \frac{P}{4} * \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right) \quad \therefore \quad M_{//A} = \frac{(266+26,6)}{4} * \left(\frac{290}{3} - \frac{80}{2} \right)$$

$$M_{//A} = 4146 \text{ tf/cm}$$

$$M_{//B} = \frac{P}{4} * \left(\frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right) \quad \therefore \quad M_{//B} = \frac{(266+26,6)}{4} * \left(\frac{230}{3} - \frac{20}{2} \right)$$

$$M_{//B} = 4877 \text{ tf/cm}$$

✓ **Área de aço:**

- Área de aço mínima:

$$A_{S,min} = 0,10\% * b_w * d \quad \therefore \quad A_{S,min} = 0,10\% * 80 * 20 \quad \therefore \quad A_{S,min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Área de aço na direção A:

$$K_6 = \frac{b*d^2}{M} \quad \therefore \quad K_6 = \frac{80*(85-5)^2}{4146} \quad \therefore \quad K_6 = 123,49$$

$$A_s = k_3 * \frac{M}{d} \quad \therefore \quad A_s = 0,332 * \frac{4146}{80} \quad \therefore \quad A_s = 17,21 \text{ cm}^2$$

- Área de aço na direção B:

$$K_6 = \frac{b*d^2}{M} \quad \therefore \quad K_6 = \frac{20*(85-5)^2}{4877} \quad \therefore \quad K_6 = 26,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = k_3 * \frac{M}{d} \quad \therefore \quad A_s = 0,390 * \frac{4877}{80} \quad \therefore \quad A_s = 23,78 \text{ cm}^2$$

✓ **Detalhamento do aço:**

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm} \quad \therefore \quad A_{br} = 1,25 \text{ cm}^2$$

- Ancoragem:

$$f_{ctd} = 2,31 \text{ Mpa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad \therefore \quad f_{bd} = 1,5 * 0,7 * \left(\frac{132 - 0,0125}{100} \right) * 2,31 \quad \therefore$$

$$f_{bd} = 3,20 \text{ Mpa}$$

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad \therefore \quad l_b = \frac{0,0125}{4} * \frac{\frac{500}{1,15}}{3,20} \quad \therefore \quad l_b = 0,43 \text{ m}$$

- Paralelo a A:

$$N_{br}^o = \frac{A_s}{A_{br}} \quad \therefore \quad N_{br}^o = \frac{17,21}{1,25} \quad \therefore \quad N_{br}^o = 14br$$

$$Esp_{//A} = \frac{B-2*C}{N_{br}^o-1} \quad \therefore \quad Esp_{//A} = \frac{230-2*5}{14-1} \quad \therefore \quad Esp_{//A} = 16 \text{ cm}$$

$$Comp = 2 * \left(\frac{a}{2} + h + l_b \right) \quad \therefore \quad Comp = 2 * \left(\frac{80}{2} + 85 + 43 \right)$$

$$Comp = 336 \text{ cm}$$

- Paralelo a B:

$$\emptyset = 12,5 \text{ mm}$$

$$N_{br}^o = \frac{A_s}{A_{br}} \quad \therefore \quad N_{br}^o = \frac{23,78}{1,25} \quad \therefore \quad N_{br}^o = 20br$$

$$Esp_{//B} = \frac{B-2*C}{N_{br}^o-1} \quad \therefore \quad Esp_{//B} = \frac{290-2*5}{20-1} \quad \therefore \quad Esp_{//A} = 14 \text{ cm}$$

$$Comp = 2 * \left(\frac{b}{2} + h + l_b \right) \quad \therefore \quad Comp = 2 * \left(\frac{20}{2} + 85 + 43 \right)$$

$$Comp = 276 \text{ cm}$$

APÊNDICE C – Tabela resumo de calculo

APÊNDICE D – Projetos de locação e detalhamento das sapatas

ANEXO A – Projete arquitetônico, planta de carga e planta de locação dos tubulões

ANEXO B – Laudo SPT

ANEXO C – Autorização de uso dos projetos e laudos