



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA  
CAMPUS VIII  
CENTRO CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**HALLEF DANTAS MARTINS**

**A UTILIZAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA NO  
DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS DE FUNDAÇÃO: ESTUDO DE CASO**

**ARARUNA  
2017**

**HALLEF DANTAS MARTINS**

**A UTILIZAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA NO  
DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS DE FUNDAÇÃO: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

**Orientador:** Prof. Dr. Raimundo  
Leidimar Bezerra.

**ARARUNA  
2017**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

M379u Martins, Hallef Dantas.

A utilização do cone de penetração dinâmica no dimensionamento de sapatas de fundação: estudo de caso [manuscrito] : / Hallef Dantas Martins. - 2017.

70 p. : il. colorido.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2017.

"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. CPD . 2. SPT. 3. Fundação. 4. Engenharia Civil.

21. ed. CDD 624

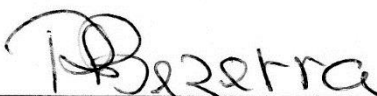
HALLEF DANTAS MARTINS

A UTILIZAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA NO DIMENSIONAMENTO  
DE SAPATAS DE FUNDAÇÃO: ESTUDO DE CASO

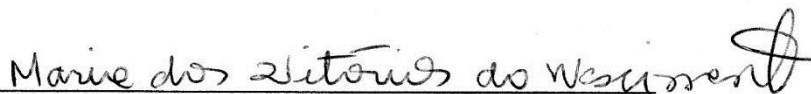
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Departamento de Engenharia Civil da  
Universidade Estadual da Paraíba, como  
requisito parcial à obtenção do título de  
bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 14/12/2017.

**BANCA EXAMINADORA**



Prof. Dr. Raimundo Leidjnar Bezerra (Orientador)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Maria das Vitorias do Nascimento  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Dedico a Deus, a minha família, aos meus amigos e a todos que torceram e me ajudaram nessa empreitada, por toda dedicação, companheirismo e amor que me deram.

## AGRADECIMENTOS

À Deus primeiramente agradeço pelo dom da vida, pela sabedoria, pela coragem e por todas as glórias alcançadas em minha vida.

Ao professor Raimundo Leidimar Bezerra pelo empenho e dedicação ao longo dessa orientação.

À minha mãe Marinelza Dantas, por sempre estar ao meu lado, dando-me força, fazendo todos os sacrifícios, que por vida deu cada gota de suor pelos seus filhos, sendo sem dúvidas a melhor mãe do mundo, sempre me apoiando e puxando minha orelha sempre que necessário, por ter me ensinado todo o conhecimento de vida que adquiri, por todos os conselhos e principalmente o dom da vida.

Ao meu pai Francisco Carlos Martins Pereira por ser meu símbolo de moral e ética e por ter me ensinado o homem que devo ser e seguir. A minha avó Noemia Martins por ser minha mãe ao longo desses anos que cresci estando sempre do meu lado, ajudando a construir boa parte da minha formação de caráter e estando sempre preocupada e dedicando sua atenção para comigo, ao meu avô Joca, as minhas tias Francineide Martins, Onete Martins, Francilene Martins, Marileide Dantas, Marilene Dantas e aos meus tios João Firmino, Oseas Martins, Antônio Dantas e Bernaldo, peço a compreensão por não ter estado presente em aniversários e festas familiares, assim como minha falta num momento tão triste como o falecimento do meu avô Silvestre (*In memoriam*), que foi meu exemplo por ser símbolo de força, raça, honestidade e dedicação à família, como também a minha avó Natália Maria, por estar sempre me dando força para seguir meus sonhos.

Aos professores do Curso de Engenharia Civil da UEPB, em especial, Raimundo Leidimar Bezerra, Marinaldo dos Santos Junior, Israel Galvão. Maria Cordão por todos conselhos e sugestões e Professor (querido e paizão comigo) Valdecir Alves dos Santos Junior, que contribuíram ao longo desses cinco anos, por meio das disciplinas e aulas ministradas, para o desenvolvimento desta pesquisa e todo conhecimento adquirido ao longo da minha formação.

Ao meu colega Jeová de Souto pelos momentos de amizade, apoio, irmandade e por toda parceria firmada ao longo do curso, que com certeza não teria sido a mesma coisa sem você, foi grande o aprendizado ao seu lado, quero firmar compromisso para um futuro.

Aos meus colegas de classe com quem estive presente e dividi vários momentos durante o curso, em especial a Camila Marques por quem tive um carinho enorme e pude

dividir vários bons momentos ao seu lado, apesar de todo trabalho que ela me deu, fica todo meu apreço e carisma, Jonathan Costa, Igor Martins, Lucas Diego, Antônio Dias e Lucas Diniz.

Aos meus amigos com quem morrei em Araruna, em especial Manoel Leandro, que foi e continua sendo meu irmão de coração, que me ajudou em toda graduação, a Hiago Luan por toda comida feita e por todo carinho comigo, a Bruno Lucena que apesar de toda timidez se tornou um cara de bastante apreço e irmandade, e que todos eles tornaram meus dias mais fáceis em Araruna, e se tornaram minha família, agradeço demais por ter passado todo esse tempo com todos vocês. Como também ao meu amigo Everton Viera por todos conselhos e ensinamentos dados, dedicando muito tempo para me auxiliar, por tudo que fez ao longo da graduação, todas as ajudas e irmandade, e até as vezes sendo meu pai.

À minha namorada Amanda Michelle por todos os conselhos, por todo amor, por toda dedicação, por todo tempo que me ajudou, e por ter estado ao meu lado sempre que precisei, e principalmente por todo amor e carinho que me deu.

Ao meu irmão por ser parte de mim, por todo amor e carinho, por todos os puxões de orelhas, e por ser meu irmão mais velho, só tenho a agradecer por tudo que você é para mim e por mim, te amo sem limites.

A Construtora da Terra, em especial ao senhor Biú, por ter permitido o desenvolvimento do trabalho em sua obra, como também na figura do proprietário do terreno, senhor Monteiro, pelos fornecimentos dos dados do terreno e estudos de sondagens.

“Os nossos pais amam-nos porque somos seus filhos, é um fato inalterável. Nos momentos de sucesso, isso pode parecer irrelevante, mas nas ocasiões de fracasso, oferecem um consolo e uma segurança que não se encontram em qualquer outro lugar.”

**Bertrand Russell**



## RESUMO

Fundações são elementos que têm por função transmitirem as cargas da estrutura ao solo. Assim sendo seu correto dimensionamento é de fundamental importância para o desempenho e durabilidade da edificação. Para o correto dimensionamento da estrutura de fundação é fundamental a realização de um estudo geotécnico, pois é ele que irá garantir a correta escolha do tipo de fundação que será utilizado na obra, e garantir que a construção tenha segurança e evite diversas patologias. Para dimensionar uma sapata é necessário conhecer a capacidade de carga do solo e no Brasil, o principal método para se estimar e determinar a capacidade de carga do solo é através do ensaio de sondagem com o SPT (Standard Penetration Test), como alternativa ao dimensionamento de sapatas com a utilização do ensaio SPT, existe o CPD (Cone de Penetração Dinâmica), que foi desenvolvido na África do Sul e também é conhecido como penetrômetro sul africano. Ele foi desenvolvido inicialmente para estimar a resistência do subleito de rodovias. Para este trabalho utilizaremos o CPD para estimar a tensão admissível do solo e a partir de seus resultados compará-los com os valores de SPT obtidos previamente e a partir disso correlacioná-lo com outros trabalhos, a fim de fazer um pré- dimensionamento da estrutura com os resultados obtidos com a tensão obtida pelo CPD e compará-lo com o dimensionamento já feita em projeto. Com os resultados obtidos observou-se que os dados revelados para tensão admissível do solo se mostraram muito próximos quando comparados os valores do SPT com os do CPD, mostrando que o CPD é uma boa alternativa ao ensaio SPT, porem é necessário que se tenha um conhecimento de sondagem anterior ao CPD, pois com o mesmo não é possível fazer o reconhecimento do solo abaixo do nível do terreno.

**Palavras-Chave:** CPD. SPT. Fundação.

## ABSTRACT

Foundations are elements which have the function to transmit the loads from structure to the soil. Therefore, its correct dimensioning it has fundamental importance for the performance and durability of the building. For the correct dimensioning of the foundation, the structure is the accomplishment of a geotechnical study, because it will guarantee the correct choice about the type of foundation that will be used in the work, and to avoid that the construction has security and avoids diverse pathologies. In order to measure the dimension of a spread footing, it is necessary to know the soil load-bearing capacity, in Brazil the main method to estimate and determine the load capacity of soil is through the test of SPT (Standard Penetration Test), as an alternative to shoes dimensioning using the SPT , there is the, DCP (Dynamic Cone Penetration), which was developed in South Africa and it is also known as South African pentrometer, that was initially developed to estimate road surface resistance. For this research, we use the DCP to estimate the permissible soil tension comparing the results to the STP values obtained previously, and from this to correlate it to other works, in order to do a pre-dimensioning of the structure from the results achieved about the voltage obtained by the DCP and to compare it to the dimensioning already done in project. Through the results obtained, it was possible to observe that the data revealed for admissible soil tension were very close in comparing among SPT (Standard Penetration Test) and DCP (Dynamic Cone Penetration) values, showing that DCP is a great alternative for SPT test. However, it is necessary to have a previous knowledge before the DCP usage, because it is not possible to recognize the soil level underneath the terrain surface.

**Keywords:** DCP. SPT. Foundation.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Esquema de posicionamento relativo de fundações superficiais e profundas.....	18
Figura 2 – Sapata isolada.....	20
Figura 3 – Sapata corrida .....	20
Figura 4 – Sapata associada.....	21
Figura 5 – Gráfico para determinação da capacidade de carga da Teoria de Terzaghi.....	23
Figura 6 – Equipamento de ensaio à percussão(SPT) .....	24
Figura 7 – Equipamento do ensaio CPD.....	28
Figura 8 – Equipamento CPD utilizado.....	29
Figura 9 – Exemplo de gráfico CPD.....	31
Figura 10 – Localização da obra em estudo.....	35
Figura 11 – Localização 3d da obra em estudo.....	35
Figura 12 – Obra de realização do estudo.....	36
Figura 13 – Planta baixa de locação das sapatas em estudo.....	37
Figura 14 – Planta de localização dos furos.....	38
Figura 15 – Metodologia utilizada na obtenção dos valores CPD.....	39
Figura 16 – Execução do ensaio CPD.....	40
Figura 17 – Ensaio de peneiramento.....	41
Figura 18 – Ensaio de limite de liquidez.....	42
Figura 19 – Equipamento de cisalhamento direto.....	43
Figura 20 – Amostra indeformada de solo.....	44
Figura 21 – Ângulo de atrito e coesão sapata 1.....	47
Figura 22 – Ângulo de atrito e coesão sapata 2.....	48
Figura 23 – Pontos de máximo de resistência ao cisalhamento sapata 1.....	48
Figura 24 – Pontos de máximo de resistência ao cisalhamento sapata 2.....	49
Figura 25– Curva granulométrica cota de 1 metro.....	51
Figura 26 – Curva granulométrica cota de 2,40 metros.....	51
Figura 27 – Obtenção de correlação CPD versus SPT.....	55

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela de ficha de campo.....	30
Tabela 2 – Resultados SPT e CPD para a sapata 1.....	46
Tabela 3 – Resultados SPT e CPD para a sapata 2.....	46
Tabela 4 – Resultados ensaios limites de atterberg.....	46
Tabela 5 – Resultados de ângulo de atrito e coesão.....	47
Tabela 6 – Análise granulométrica para cota de 1 metro.....	50
Tabela 7 – Análise granulométrica para cota de 2,40 metros.....	50
Tabela 8 – Resultados dos ensaios para o solo na cota de 1,00 metro.....	52
Tabela 9 – Resultados dos ensaios para o solo na cota de 2,40 metros.....	52
Tabela 10 – valores de $NSPT$ e $\sigma_{adm}$ para as sapatas.....	53
Tabela 11 – valores de $\sigma_{adm}$ pelo CPD e SPT para as sapatas.....	54
Tabela 12 – Valores de dimensões e carga para a sapata 1.....	57
Tabela 13 – Valores de dimensões e carga para a sapata 2.....	58

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	Área de base do cone
a	Aceleração da gravidade
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
b	Base do pilar
B	Base da fundação, lado menor
C	Coesão do solo
CPD	Cone de Penetração Dinâmica
	Penetração média por golpe
<i>e</i>	
h	Altura de queda do martelo
K	Carga do pilar
Kg	Quilograma
L	Largura da fundação, lado maior
l	Largura do pilar, maior lado do pilar
m	Metro
MPa	MegaPascal
m <sup>2</sup>	Metro quadrado
Mg	Massa de solos grossos
Mh	Massa de solos finos
Mt	Massa total da amostra
NBR	Norma Brasileira
N <sub>C</sub>	Fator de capacidade de carga referente à coesão
	Índice de Penetração do SPT
<i>N<sub>SPT</sub></i>	
N <sub>10</sub>	Índice de Penetração do CPD
NL	Não líquido
N <sub>γ</sub>	Fator de capacidade de carga relativo à parcela de atrito
NP	Não plástico
N <sub>q</sub>	Fator de capacidade de carga referente à parcela da sobrecarga
	Tensão na base do cone
<i>q<sub>d</sub></i>	
	Capacidade de carga do solo
<i>q<sub>u</sub></i>	

R	Tensão do solo pelo CPD
SPT	Standard Penetration Test
SM	Areia com 12 % de finos, com pouca ou nenhuma plasticidade
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
SP	Areia mal graduada

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$	Coeficiente de atrito
$m^1$	Massa total da composição de hastes, cabeça de bater e da haste guia do CPD
$m$	Massa do martelo CPD
$\gamma$	Peso específico aparente do solo
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível do solo
%	Porcentagem

## Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>18</b>
1.1. OBJETIVO GERAL .....	20
1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	20
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>21</b>
2.1. FUNDAÇÕES .....	21
<b>2.1.1. Sapata</b> .....	<b>22</b>
2.2. CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS .....	24
2.3. STANDARD PENETRATION TEST (SPT) .....	26
2.4. CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD) .....	29
<b>2.4.1. Generalidades</b> .....	<b>29</b>
<b>2.4.2. Apresentação do equipamento</b> .....	<b>30</b>
<b>2.4.3. Vantagens</b> .....	<b>34</b>
<b>2.4.4. Limitações do cone de penetração dinâmica (CPD)</b> .....	<b>35</b>
<b>2.4.5. Resistência à penetração no solo do CPD</b> .....	<b>35</b>
<b>2.4.6. Estudo comparativo entre SPT e CPD</b> .....	<b>36</b>
<b>3. METODOLOGIA</b> .....	<b>37</b>
3.1. ENSAIOS IN SITU .....	39
<b>3.1.1. Obtenção dos valores para o ensaio CPD</b> .....	<b>40</b>
<b>3.1.2. Realização do ensaio</b> .....	<b>42</b>
<b>3.1.3. Ensaio SPT</b> .....	<b>43</b>
3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	43
<b>3.2.1. Granulometria</b> .....	<b>43</b>
<b>3.2.2. Limites de Atterberg</b> .....	<b>45</b>
<b>3.2.3. Cisalhamento direto</b> .....	<b>45</b>
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>48</b>
4.1. ENSAIOS DE CAMPO .....	48
<b>4.1.1. Ensaio SPT</b> .....	<b>48</b>
<b>4.1.2. Ensaio CPD</b> .....	<b>48</b>
4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	49
<b>4.2.1. Limites de Atterberg</b> .....	<b>49</b>
<b>4.2.2. Cisalhamento direto</b> .....	<b>49</b>
<b>4.2.3. Granulometria</b> .....	<b>52</b>
4.3. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	55
4.4. RESULTADOS DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS DO SOLO ATRAVÉS DOS ENSAIOS SPT E CPD .....	55



4.5. COMPARAÇÃO ENTRE AS TENSÕES ADMISSÍVEIS DO SOLO ATRAVÉS DOS ENSAIOS SPT E CPD.....	56
4.6. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE OUTROS TRABALHOS.....	57
4.7. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA.....	59
<b>5. CONCLUSÃO.....</b>	<b>62</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>63</b>
<b>APÊNDICE A – RESULTADOS ENSAIO CPD.....</b>	<b>68</b>
<b>ANEXO A – LAUDO DE SONDAGENS À PERCUSSÃO SPT.....</b>	<b>71</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Toda e qualquer construção tem início em uma superestrutural apoiada no solo denominada fundação. Ela é destinada a transmitir as ações, que atuam sobre a estrutura, para o solo.

Ao longo da concepção dos projetos de uma edificação, tem-se como um dos principais, a escolha e dimensionamento das fundações. Estas devem ser dimensionadas de modo que resistam aos esforços aos quais serão submetidas ao longo de toda sua vida útil. A engenharia de fundações pode ser definida como a arte de aplicar, economicamente, cargas estruturais ao terreno, de modo a evitar deformações excessivas (SIMONS, 1981).

O dimensionamento e a execução das fundações são uma das etapas mais importantes na construção civil, pois uma vez mal dimensionadas e/ou mal executadas, tendem a trazer sérios problemas para a edificação, sendo estes normalmente de soluções complexas e bastante onerosas.

Segundo Joppert (2007), o controle de qualidade das fundações deve se iniciar pela escolha da melhor solução técnica e econômica, passando pelo detalhamento de um projeto executivo e finalizando com o controle de campo da execução do projeto.

O conhecimento geotécnico dos solos abaixo de uma fundação é fundamental para o desempenho, durabilidade e segurança de um edifício. As situações que ocorrem patologia em fundações evidenciam a falta de conhecimento, projetos elaborados e/ou executados de forma inadequada e falta de investigações do subsolo.

Diversos tipos de fundação podem ser empregados, dependendo dos fatores ocasionais locais da obra, tais como: fatores econômicos e técnicos. Os dois principais tipos de fundação, mais usadas no Brasil, são as: profundas e as superficiais (que podem ser também chamadas de rasas ou diretas). Nas diretas encontram-se sapatas, radiers e blocos; nas profundas, caixões, estacas e tubulões. As fundações rasas apoiam-se sobre o solo a uma pequena profundidade e transmitem sua carga ao terreno pelas tensões destruídas sob sua base. Já as fundações profundas têm suas bases implantadas a profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão, e pelo menos três metros de profundidade.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) destaca que a tensão admissível de um solo pode ser encontrada através de três métodos distintos: métodos teóricos; semiempíricos e ensaio de prova de carga sobre placa. Nos métodos teóricos, a capacidade de carga é calculada a partir de formulações propostas por pesquisadores, baseadas na compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo. Já nos métodos semiempíricos os resultados de ensaios de campo, como é o caso do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e do Standard Penetration Test (SPT), são relacionados diretamente à tensão admissível do solo.

Os ensaios realizados em campo, ou ensaios “in situ”, são capazes de estimar com uma maior acurácia a realidade dos solos estudados, mas apresentam algumas limitações de ordem financeira e de locomoção, porque, muitas vezes, usam equipamentos pesados, de difícil instalação e transporte.

Dentre todos os equipamentos de investigação do solo o mais conhecido e mais popular é o SPT, podendo ser usado tanto em solos granulares, como também em solos coesivos e até mesmo em rochas brandas. Ele é um ensaio que apesar de ser relativamente simples e muito difundido no mundo inteiro, é um equipamento muito pesado, e de difícil aplicação em alguns locais, além de necessitar de um considerável número de pessoas para a locação, transporte, montagem e realização do ensaio.

Como resposta ao principal problema do SPT, surgiram vários novos ensaios de investigação do solo. Foi com o objetivo de desenvolver equipamentos mais leves, dinâmicos e de fácil transporte, que surgiu na Holanda, na década de 30, pesquisas sobre os ensaios com penetrômetros. Por exemplo Aoki (1973) cita que os primeiros ensaios realizados com penetrômetros manuais datam do período de 1932 a 1937.

Segundo Amini (2003) o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) foi desenvolvido em 1956, como técnica “in situ” de avaliação das camadas dos pavimentos rodoviários, sendo desde então, extensivamente usado na África do Sul, no Reino Unido, nos Estados Unidos, na Austrália e em muitos outros países. É muito leve e de fácil transporte. Necessita de pouca mão-de-obra para operá-lo, reduzindo os custos de investigação do subsolo, pode ser usado em qualquer lugar, mesmo dentro de edifícios e em terrenos irregulares.

O CPD foi desenvolvido inicialmente para fins de uso em ensaios de pavimentação, e por esse motivo não atinge grandes profundidades.

Pela semelhança entre os ensaios citados (SPT e CPD) é possível a existência de comparação nos valores de resistência, podendo ocorrer uma análise dos resultados obtidos entre o ensaio de penetração dinâmica(CPD) e o ensaio SPT. Tal análise se basearia na correlação entre o índice N do SPT e a resistência de ponta do CPD.

### 1.1. OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo principal dimensionar uma sapata a partir de dados de tensão admissível do solo obtidos nos ensaios de SPT e CPD, fazendo uma correlação entre eles e por fim comparar com o dimensionamento da sapata executada na obra.

### 1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

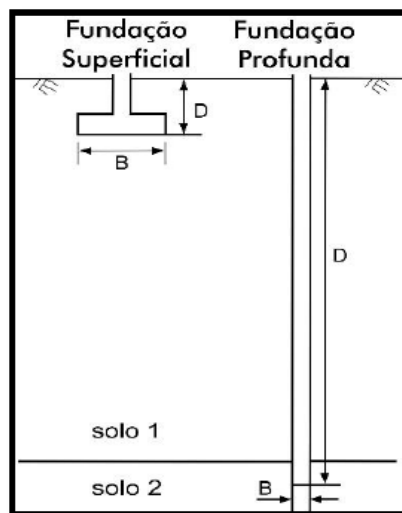
- A partir dos resultados do CPD dimensionar a estrutura de fundação, levando em consideração as fórmulas e cálculos de tensão admissível para ambos os casos.
- Adicionalmente, comparar os resultados com os resultados obtidos em trabalhos similares.
- Posteriormente, feito o dimensionamento com os dados de campo, fazer uma análise comparativa com os dados da fundação *in loco*, mostrando uma relação e verificando o uso do CPD e do SPT para o dimensionamento da fundação em questão.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. FUNDAÇÕES

Entende-se por fundação o conjunto formado pelo elemento estrutural e o solo responsável por absorver as ações solicitantes das construções, ou seja, a fundação é responsável por transmitir as cargas da estrutura para o solo. É projetada levando em consideração a carga que recebe e as características geotécnicas dos solos que as suportarão (VARGAS, 2002). De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, as sapatas são divididas em profundas e superficiais. O primeiro tipo faz a transmissão das cargas da construção ao terreno pela base, pela superfície lateral ou pela combinação das duas. Esse tipo de fundação em uma cota de assentamento no solo superior a duas vezes a sua menor dimensão e no mínimo de 3 metros. As fundações superficiais são aquelas em que a carga da estrutura é transmitida ao solo através de tensões distribuídas na base dos elementos de fundação. O elemento denominado sapata é um exemplo de fundação superficial. Abaixo na figura 1, segundo Conceição (2015) podemos ilustrar o posicionamento dos dois tipos de fundação supracitados em relação à profundidade relativa das camadas.

**Figura 1:** Esquema de posicionamento relativo de fundações superficiais e profundas



**Fonte:** Conceição, 2015

Para o desenvolvimento correto de um projeto estrutural de fundação são necessários vários fatores, podendo ser citados:

- Topografia da área: que conta com levantamento topográfico, dados sobre erosão, taludes e encostas no terreno;

- Dados geotécnicos: investigação do subsolo, através de sondagens no terreno, dados geológicos e ensaios de laboratório;
- Dados da estrutura a ser construída: tamanho e complexidade da obra a ser construída, estudos das cargas a ser suportada pelas fundações;
- Dados sobre construções vizinhas: tipo de estrutura e fundação, número de pavimentos, desempenho da fundação, existência de subsolo.

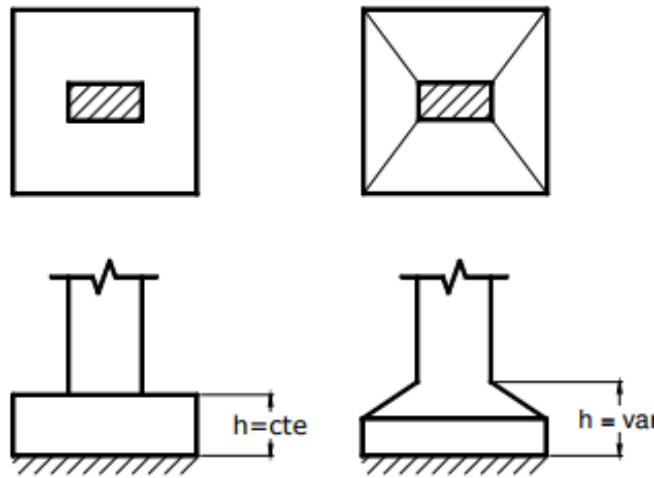
Como Alonso (1998) cita, as fundações devem ser projetadas e executadas com o intuito de garantir as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade, sob a ação das cargas de serviço. Portanto, uma boa fundação baseia-se na eficiência do projeto, da execução e do controle da qualidade. Tendo em vista ainda que as fundações ficam enterradas e conseqüentemente impossíveis de serem inspecionadas constantemente, evidencia-se a importância do controle de qualidade durante todas as fases de dimensionamento e construção das mesmas.

De acordo com a NBR 6122:2010, as fundações superficiais incluem as sapatas, blocos, radier, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas. Os blocos caracterizam-se por suportar pequenas cargas pois seu dimensionamento não inclui armaduras, pressupondo que apenas o concreto será responsável por resistir aos esforços de tração. As sapatas são executadas em concreto armado e podem possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta, normalmente, quadrada, retangular ou trapezoidal. O radier é um elemento de fundação responsável por abranger todos os pilares da obra, ou ainda carregamentos distribuídos.

### **2.1.1. Sapata**

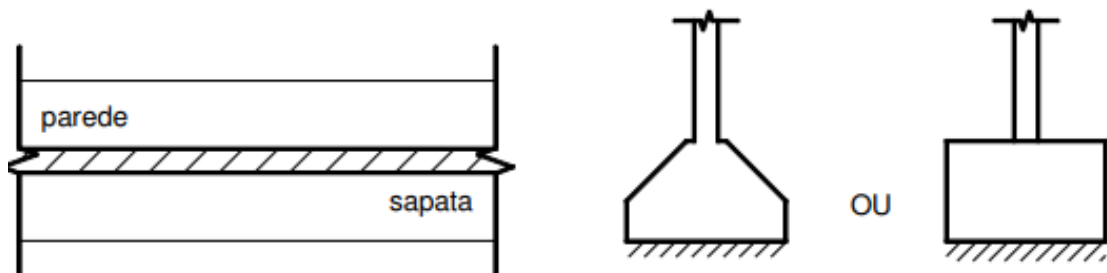
É um elemento de fundação superficial, de concreto armado, ou seja, tem concreto e armadura em sua constituição, dimensionada de modo que as tensões nela resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente colocada para esse fim. Ela pode ter vários tipos, ao qual são divididos da seguinte maneira.

- Sapata Isolada: transmite ações de um único pilar, que pode ser centrado ou excêntrico; pode ser retangular, quadrada, circular, entre outras.

**Figura 2:** Sapata isolada

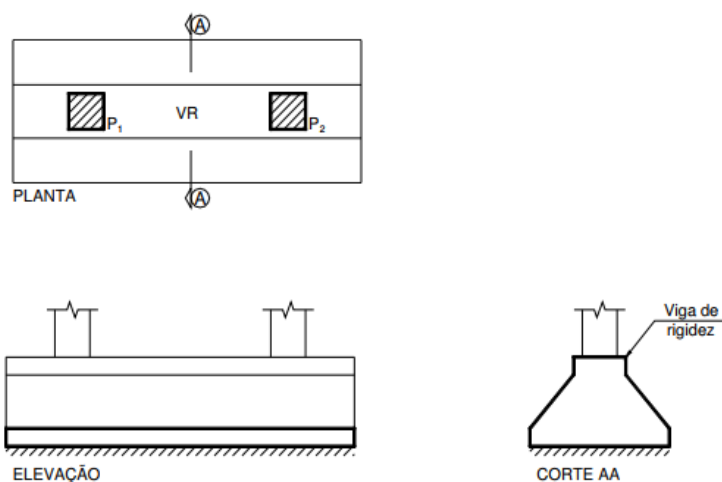
**Fonte:** Notas de aula professor Paulo Bastos (acesso em: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/09/sapatas.pdf>)

- Sapata corrida: sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento.

**Figura 3:** Sapata Corrida

**Fonte:** Notas de aula professor Paulo Bastos (acesso em: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/09/sapatas.pdf>)

- Sapata associada: é a sapata comum a mais de um pilar, sendo também chamada sapata combinada ou conjunta. Transmitem ações de dois ou mais pilares e é utilizada como alternativa quando a distância entre duas ou mais sapatas é pequena.

**Figura 4:** Sapata associada

**Fonte:** Notas de aula professor Paulo Bastos (acesso em: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/09/sapatas.pdf>)

## 2.2. CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS

O problema da determinação da capacidade de carga dos solos é um dos mais importantes para o engenheiro que atua na área de construção civil, particularmente para o desenvolvimento de projeto de fundações.

A capacidade de carga de um solo é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a fundação está vinculada. É importante conhecer este valor, pois ele indica a tensão que quando aplicada à determinada camada de solo causa sua ruptura, pondo em risco a segurança e a estabilidade da estrutura suportada pela fundação. Segundo Constâncio (2014), o solo deve ser capaz de suportar as cargas colocadas sobre ele, sem que haja ruptura e os recalques devem ser toleráveis para a estrutura. Deste modo, num projeto de fundações, é de extrema importância a correta quantificação dos esforços que o solo suporta e os recalques que ele apresentará. A ruptura dos solos, quando sujeitos a um carregamento vertical, ocorre por cisalhamento, onde há o deslizamento de uma parte do maciço sobre uma zona de apoio que permanece fixa.

A capacidade de carga do solo pode ser calculada por vários métodos, tais como: métodos teóricos, métodos semiempíricos, empíricos e métodos práticos. Métodos esses baseados principalmente na resistência ao cisalhamento, compressibilidade dos solos, coesão e ângulo de atrito interno, na descrição das condições do terreno e correlações que estimam as propriedades do material.



As fórmulas de capacidade de carga são determinadas a partir do conhecimento do tipo de ruptura que o solo pode sofrer, dependendo das condições de carregamento. Um dos primeiros autores a fazer um estudo sobre o cálculo da capacidade de carga foi Terzaghi (1943), em que ele definiu dois modos de ruptura de solo:

a) se o solo é compacto ou rijo tem-se a ruptura generalizada (brusca), onde existe uma tensão de ruptura bem definida, que quando atingida faz com que os recalques se tornem incessantes; b) em outro extremo, se o solo é fofo ou mole tem-se a ruptura localizada, onde os recalques continuam crescendo com o aumento das tensões, não evidenciando, então, uma ruptura nítida.

Terzaghi estudou a capacidade de carga de ruptura para este tipo de fundação em solos de diversas categorias, ou seja, solos com atrito e coesão ( $c, \phi$ ), solos não-coesivos ou granulares ( $c = 0$ ) e solos puramente coesivos ( $\phi = 0$ ). Assim chegou à conclusão que ela é composta do somatório das parcelas referentes à coesão e ao atrito do solo em contato com o elemento de fundação, e a sobrecarga do solo acima da cota de assentamento da fundação. A expressão está apresentada a seguir:

$$q_u = C N_c + 1/2 \gamma B N_\gamma + q N_q \quad (1)$$

Onde:

$q_u$  – capacidade de carga do solo;

$N_c$  – fator de capacidade de carga que leva em conta a parcela referente à coesão;

$N_\gamma$  – fator de capacidade de carga relativo à parcela de atrito;

$N_q$  – fator de capacidade de carga que leva em conta a parcela referente à sobrecarga;

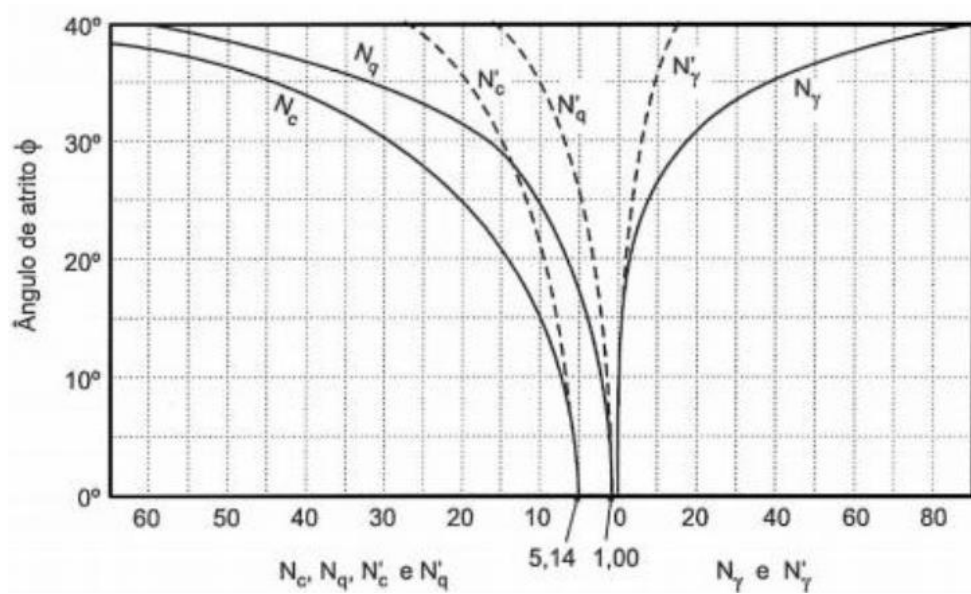
$B$  – largura da peça de fundação;

$\gamma$  - peso específico aparente do solo;

$C$  – coesão do solo.

Como alternativa para solução da expressão (1) a figura 5 apresenta uma solução gráfica para a determinação da capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo.

**Figura 5:** Determinação da capacidade de carga da Teoria de Terzaghi



**Fonte:** Terzaghi e Peck, (1967)

Além de métodos teóricos, como o mencionado acima, a capacidade de carga dos solos pode ser encontrada por métodos semiempíricos. A fórmula geralmente usada para medir a capacidade de carga através desse método é:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{50} \text{ MPa} \quad (2)$$

Isso para areias e argilas:  $p/5 \leq N \leq 20$ ; onde temos:  $N$  = média na profundidade,  $Z = 2B$  (bulbo de tensões).

### 2.3. STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

O ensaio de sondagem do solo convencionalmente chamado de SPT, é o ensaio de investigação do subsolo mais conhecido e difundido no Brasil e no mundo. Seu uso é bastante disseminado devido a facilidade de uso, fácil interpretação dos resultados e aplicação na engenharia geotécnica. Souza (2007) ainda cita a possibilidade de sua aplicação em quase todos os tipos de solos e em rochas brandas, e a obtenção de amostras para a classificação do solo. Seu surgimento, data de 1902, está atrelado ao engenheiro americano Charles R. Gow, que buscava melhorar o procedimento de sondagem da época. No Brasil a norma que faz referência a esse ensaio é a NBR 6484:2001.

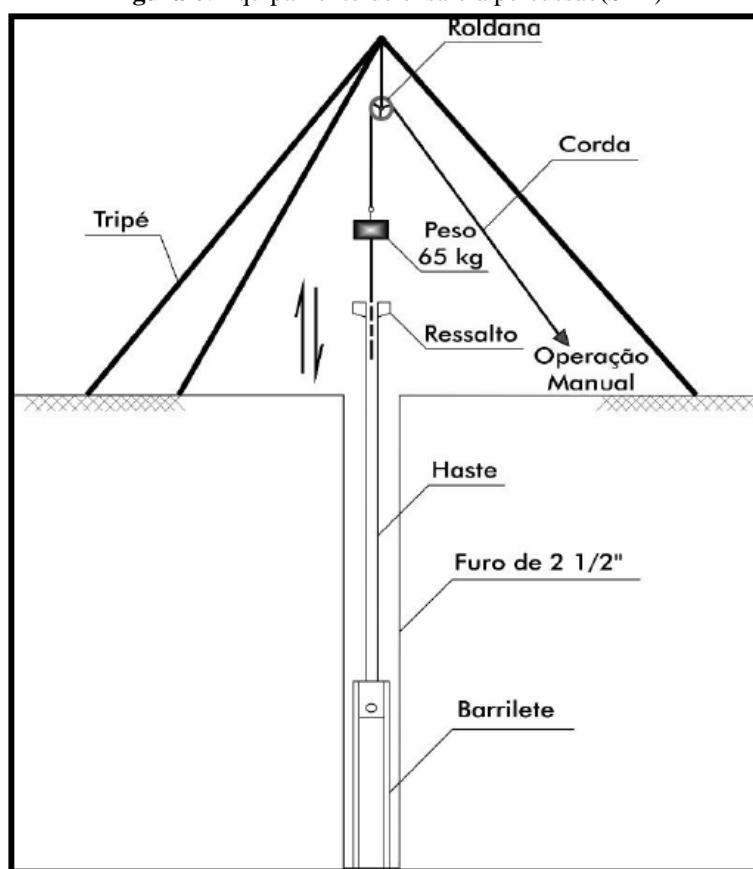
A ABNT NBR 6484:2001, especifica a aparelhagem, os processos de avanço da perfuração, ensaio de penetração do amostrador e amostragem, além da observação do nível

d'água e representação formal dos resultados. A norma permite a classificação das camadas de solos investigadas em função do valor "N" de resistência à penetração. Essa resistência a penetração dinâmica que é caracterizada por um índice de resistência (N), obtido através da cravação de um amostrador padrão sob a ação da queda de um martelo, com massa de 65 kg, de uma altura de 0,75 m. O N corresponde ao número de golpes necessários para a cravação de 0,30 m do amostrador no solo, após a cravação inicial de 0,15 m. O diâmetro normal da perfuração é de aproximadamente 6,3 cm.

A sondagem à percussão é limitada pela ocorrência de material resistente, como por exemplo uma camada rija de transição solo-rocha, matacões, seixos e cascalhos de grande diâmetro ou pela profundidade prevista em projeto.

Os objetivos esperados ao realizar uma sondagem do tipo SPT são: conhecer o tipo de solo atravessado (a partir da amostra obtida a cada metro perfurado), obter a resistência do solo à cravação do amostrador padrão e, durante a perfuração, localizar a posição do nível d'água. O equipamento está esquematicamente mostrado na Figura 6.

**Figura 6:** Equipamento de ensaio à percussão(SPT)



Fonte: Velloso, 2000

Existe a presença de um amostrador, presente no equipamento SPT, em que as amostras de solo devem ser coletadas a cada metro pelo amostrador padrão, a partir do primeiro metro de profundidade, ou quando houver mudança de material, para análise tátil-visual do material coletado. A perfuração nos solos coesivos (argilas) e acima do nível d'água é feita por meio de trados. Nas situações em que os solos são do tipo não coesivos (areias) ou estão abaixo do nível d'água, ou mesmo porque a perfuração ficou muito profunda, a escavação é feita através da circulação de água (QUARESMA et al., 1998).

O processo de perfuração começa quando temos a penetração do trado no solo, para a penetração até a profundidade de um metro é utilizado um trado tipo cavadeira e assim instalado o primeiro segmento do tubo de revestimento. Nas operações subsequentes de perfuração faz-se uso de um trado espiral até que ele se torne inoperante ou que se encontre o nível de água, em que se passa então para um processo de perfuração por circulação da água no qual, usando-se o trepano de lavagem como ferramenta de escavação, a remoção do material escavado se faz por meio de circulação de água, através de uma bomba d'água.

O tubo de revestimento deverá ficar no mínimo a 0,50 metros do fundo do furo, para não interferir na operação de amostragem. E durante as operações de perfuração, pode acontecer o caso de a parede do furo ser instável, deve-se proceder a perfuração do tubo de revestimento até onde for necessário o conhecimento do solo, alternando com a operação de perfuração.

Devemos considerar algumas condições para a parada ou interrupção do ensaio, de acordo com a NBR 6484, 2001. Quando uma sondagem atingir uma camada de solo de consistência ou compacidade elevada e os ensaios geológicos realizados no terreno mostrarem não haver camadas menos consistentes ou compactas, pode-se proceder com o procedimento de parada do ensaio; podemos ter parada do ensaio também antes dos 45 cm de penetração, para isso o ensaio deve apresentar algum dos critérios abaixo: 1- Em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassarem 30 golpes. 2- Um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação. 3- Não se obter avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Quando durante a perfuração o trado não conseguir mais avançar, ou seja, quando o trado não conseguir dá sequência ao ensaio, é atingido a condição de impenetrabilidade. Quando for atingida a condição de impenetrabilidade à percussão anteriormente descrita, poderá a mesma ser confirmada pelo ensaio de avanço de perfuração por lavagem. Consiste na execução da operação de perfuração por circulação de água durante 30 (trinta) minutos anotando se os avanços do trépano, obtido a cada período de 10 (dez) minutos.

A sondagem será dada por encerrada quando no ensaio de avanço de perfuração por lavagem forem obtidos avanços inferiores a 5,00 centímetros em cada período de 10 (dez) minutos ou quando após a realização de 4 (quatro) ensaios consecutivos não for alcançada a profundidade de execução penetrométrica seguinte (LIMA, 1979).

Ainda durante a execução da sondagem à percussão tem que ser observado e anotado o nível d'água, registrando-se a sua cota em referência ao nível do terreno. Assim, quando se consegue chegar até uma profundidade de ocorrência do nível d'água, interrompe-se a operação de perfuração e passa-se a observar o nível d'água no furo até que aconteça a sua estabilização, procede-se efetuando leituras a cada 5(cinco) minutos durante 30(trinta) minutos. Quando acontece uma fuga de água no furo deverá ser anotada a profundidade da ocorrência e do tubo de revestimento. Lima (1979) relata que o nível d'água final da sondagem é determinado no término do furo, após esgotamento do mesmo e após a retirada do tubo de revestimento e decorridas 24 (vinte e quatro) horas.

Segundo Berberian (1986) a grande vantagem desse tipo de sondagem sobre as outras que se destina ao mesmo fim é a de reunir em uma só operação a colheita de amostras e a medição da resistência do solo através do índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ .

Outras vantagens do ensaio SPT em relação aos outros ensaios de sondagem se aplica a: fácil execução, amostragem do solo ensaiado, simplicidade dos equipamentos, baixo custo e ainda a obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto, aplicabilidade a praticamente todos os tipos de solos e utilização tanto acima como abaixo do nível do lençol de água.

As principais desvantagens são: as amostras obtidas são amolgadas, não há uma fundamentação teórica para interpretar os dados obtidos e não possui um dispositivo acoplado ao equipamento que quantifique a energia transmitida às hastes. Essa última limitação dificulta a extensão dos resultados e a generalização de uma prática que seja aplicável, de forma direta, a qualquer situação de projeto (MELLO FILHO, 2007).

## 2.4. CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (CPD)

### 2.4.1. Generalidades

O Cone de Penetração Dinâmica (CPD) ou “Dynamic Cone Penetrometer” (DCP) é um equipamento que fornece a taxa de penetração realizado em solos compactados. Tal ensaio surgiu com o objetivo de se produzir um equipamento simples e versátil para estudos sobre as propriedades mecânicas “in situ” de solos do subleito, representando um avanço significativo na engenharia de pavimentos.

O CPD foi inicialmente desenvolvido em 1956 na Austrália e posteriormente intensamente utilizado no Sul da África como uma técnica “in situ” de avaliação da capacidade de suporte de solos, que por sua vez é uma das propriedades mais importante dos materiais utilizados para rodovias. Desde então, tem sido usado extensivamente na África do Sul, no Reino Unido, nos Estados Unidos, na Austrália e em muitos outros países (AMINI, 2003).

De acordo com Trichês e Cardoso (1999), o CPD foi inicialmente empregado para análise de subleitos por Scala em 1962 na Austrália. Depois de várias pesquisas, foram desenvolvidos o equipamento e o método de ensaio. Desde 1973 vem sendo utilizado para medições rápidas de resistência “in situ” de camadas de pavimento na África do Sul e, então, desde 1982 Kleyn et al. (1982) vêm realizando estudos para estabelecer um método de dimensionamento de pavimentos sujeitos a um baixo volume de tráfego, com base nas informações obtidas com o CPD (BERTI, 2005:30).

Nos últimos anos, algumas organizações mostraram considerável interesse no uso do CPD, por ser um equipamento ajustável e flexível à vários tipos de avaliações e a não existência atualmente, de nenhuma técnica rápida disponível. No Brasil, seu uso em pesquisas é bastante difundido (GUEDES, 2008).

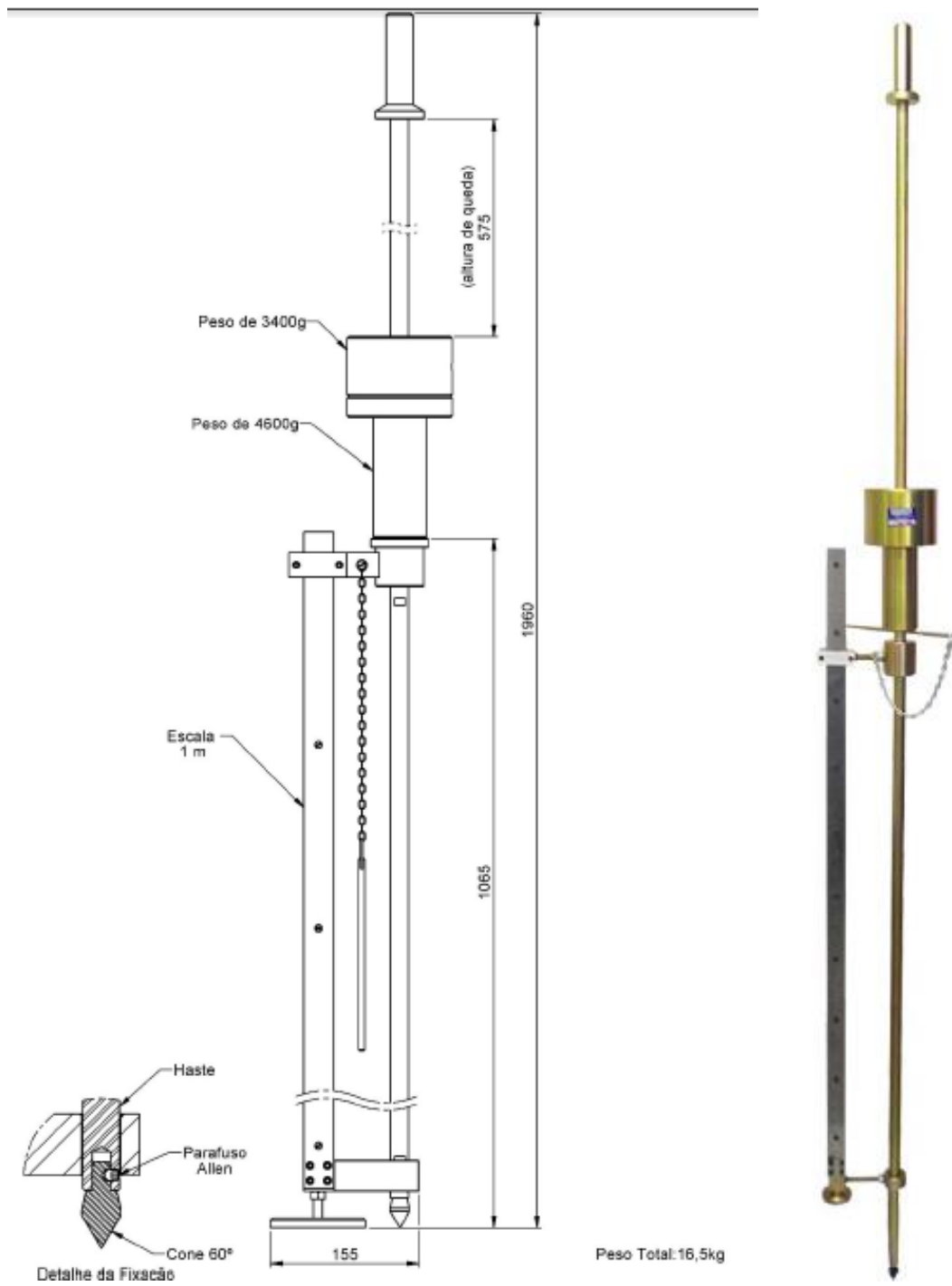
Carvalho (2005) fala que a American Society for Testing and Materials (ASTM) ajudou a padronizar o ensaio, criando pela primeira vez uma norma técnica internacional para o mesmo, a D6951-03. Tal norma versa sobre a padronização do equipamento e da execução do ensaio. A mais recente revisão desta norma foi publicada em 2009.

#### **2.4.2. Apresentação do equipamento**

O CPD utilizado nesse trabalho é um Penetrômetro Sul Africano CPD (Cone de Penetração Dinâmica), ref. 1.210.100, fabricado pela Solotest. O equipamento é constituído das seguintes peças:

- haste de aço de 20 mm de diâmetro;
- ponta cônica de aço temperado na extremidade com 60° de ângulo de inclinação;
- martelo correção de 8 kg de massa;
- haste que cai de uma altura de 575 mm;
- Régua graduada em cm, até 1 m.

A figura 7 mostra o equipamento, com seus componentes descritos. E a figura 8 mostra o equipamento real de posse da Universidade Estadual da Paraíba (UEPB), campus VIII.

**Figura 7:** Equipamento do ensaio CPD**Fonte:** Solotest

**Figura 8:** Equipamento CPD utilizado

**Fonte:** Autor, 2017

De acordo com a norma ASTM D6951-09, o procedimento do ensaio é simples. Primeiramente, posiciona-se o equipamento na vertical e então se aplicam pancadas com o martelo no mesmo, fazendo com que a ponta, juntamente com a barra de 16 mm sejam cravadas no solo. A altura de queda é padronizada, sendo de 575 mm. É realizado com o auxílio de duas pessoas. O comprimento em milímetros que a lança penetra no solo, em função de um determinado número de golpes, é medido em uma régua. Os resultados são anotados em uma planilha padrão onde se indica a profundidade *versus* o número de golpes aplicados. O CPD foi projetado para penetrar até uma profundidade média de 1 m.

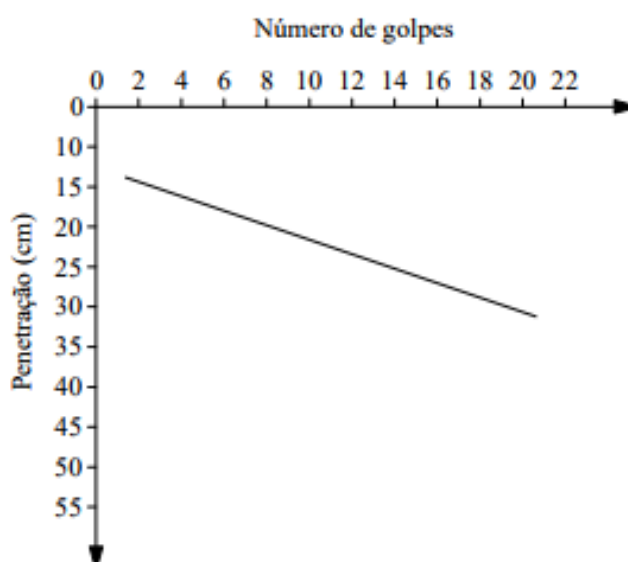
De acordo com Herrick e Jones (2001, apud Guedes, 2008) as medidas do cone de penetração podem ser expressas como o número de golpes por milímetro de penetração ou como a resistência média do solo por profundidade do solo penetrado. Esta aproximação não supõe uniformidade do solo. Isto gera uma resistência média através da profundidade penetrada pelo cone. Estes números médios são mais informativos para os solos, os quais são relativamente





a penetração, no eixo das ordenadas (Figura 9). A curva CPD obtida representa o número de golpes para se alcançar uma dada profundidade.

**Figura 9:** Exemplo de gráfico CPD



**Fonte:** PIMENTEL, 2009

A inclinação expressa pela razão entre a profundidade e o respectivo número de golpes para alcançá-la (mm/golpe) é chamada de índice de penetração do CPD, o qual representa a resistência “in situ” do solo e pode ser expresso por:

$$CPD = \frac{\text{Profundidade}}{\text{n}^{\circ} \text{ de golpes}} \quad (3)$$

O CPD é um equipamento bastante dinâmico e de uso diversificado dentro da engenharia geotécnica, e existem vários estudos em diferentes áreas relacionados ao seu uso.

### 2.4.3. Vantagens

O penetrômetro dinâmico é um equipamento bastante simples e com relativa facilidade para ser utilizado, possivelmente sendo um dos equipamentos mais práticos no mercado. Sendo assim, segundo Costa (2015), podemos listar algumas das suas vantagens que comprovem tal fato:

- para a execução do ensaio não é necessário realizar grande movimentação de terra, caracterizando-o como um equipamento econômico que permite um ensaio praticamente não-destrutivo;

- a execução do ensaio é relativamente simples, podendo ser realizado por apenas dois operadores;
- é um equipamento portátil, de fácil manuseio e transporte;
- o ensaio com o CPD e os resultados analisados, podem ser conduzidos por pessoal com treinamento relativamente simples;
- não é necessário ter uma velocidade pré-estabelecida para aplicação dos golpes, o que diminui os erros;

#### 2.4.4. Limitações do cone de penetração dinâmica (CPD)

Mas como todo equipamento o CPD apresenta algumas limitações, principalmente para seu uso em medir a resistência dos solos, em Silva Júnior (2005) cita algumas:

- limitação de profundidade, o equipamento original apresenta uma medida de profundidade de pouco menos de 1 metro, que para reconhecimento de subsolo é bastante prejudicial, podendo ocorrer erros de dimensionamento de fundação.
- algumas das relações existentes de resistência são somente aplicáveis a determinados tipos de materiais e circunstâncias, e não a todos os casos;
- a elevada variação dos resultados no caso de grandes extensões com materiais granulares;
- o uso do CPD para materiais com diâmetro nominal, das partículas de agregados, superior a duas (02) polegadas é questionável.

#### 2.4.5. Resistência à penetração no solo do CPD

Algumas pesquisas foram realizadas e alguns trabalhos publicados acerca da transformação do CPD da fórmula 3 em valores de tensão, entre eles está Tsuha (2003) que propõe uma expressão para transforma os parâmetros ( $N_{10}$  ou  $N_{20}$ ) em valores de tensão admissível do solo. Assim a sua resistência de ponta  $q_d$  é obtida através da fórmula 4 a seguir:

$$q_d = \left[ \frac{m}{m + m^1} \right] \cdot \frac{m \cdot a \cdot h}{A \cdot e} \quad (4)$$

Onde:

$q_d$ : tensão na base do cone (MPa);

$m$ : massa do martelo (kg);

$m^1$ : massa total da composição de hastes, cabeça de bater e da haste guia (kg);

$a$ : aceleração da gravidade, geralmente tomada como  $10 \text{ m/s}^2$ ;

$h$ : altura de queda do martelo (m);

$A$ : área de base do cone ( $\text{m}^2$ );

$e$ : penetração média por golpe (m).

Na Equação 4 é considerada a influência da massa das hastes, da haste guia e cabeça de bater nos valores de tensão na base do cone, já que, à medida que a profundidade aumenta, o primeiro termo da equação vai diminuindo pelo aumento de  $m^1$ .

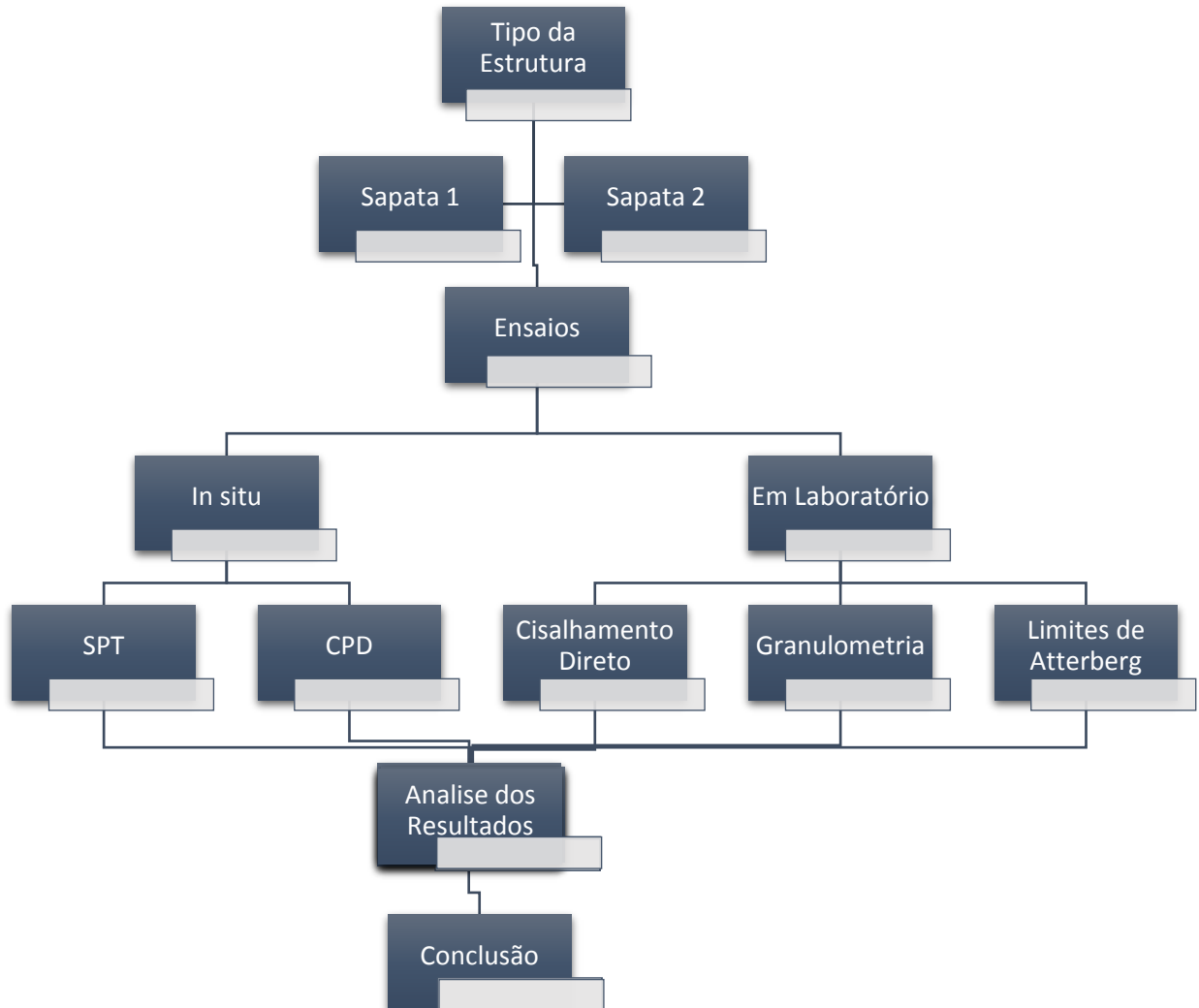
A resistência de ponta  $q_d$  (da estaca) é comparável com a resistência de ponta do cone, segundo Tsuha (2003). No entanto, como não se tem no Brasil nenhum estudo que confirme as conclusões de Tsuha, em cada obra se faz uma calibração do penetrômetro comparando com os valores do SPT (CASTELLO et al, 2001), assim como nesse trabalho apresentaremos a comparação entre os valores de SPT e CPD.

#### **2.4.6. Estudo comparativo entre SPT e CPD**

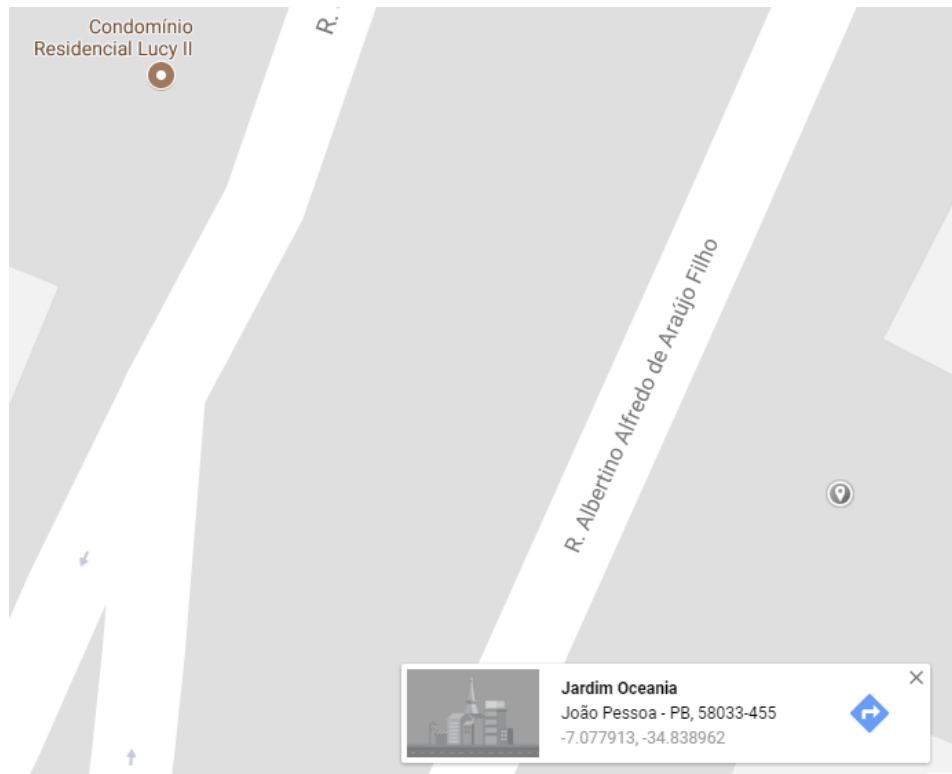
“O ensaio SPT fornece um valor único de  $N_{SPT}$  para cada metro, ou seja, para uma profundidade  $z$  qualquer (onde  $z$  é um número inteiro) o  $N_{SPT}$  é obtido no trecho compreendido entre  $z+0,15\text{m}$  a  $z+0,45\text{m}$ . O ensaio CPD, por sua vez, fornece valores de  $N_{10}$  a cada  $100 \text{ mm}$ ” (MELLO FILHO, 2007, p.15).

### 3. METODOLOGIA

A seguir segue-se um fluxograma que mostrará a sequência de atividades realizadas na pesquisa.



Os dados utilizados para realizar esse trabalho de conclusão de curso foram coletados em uma obra na cidade de João Pessoa, estado da Paraíba, localizada à Rua Albertino Alfredo de Araújo Filho 1136, bairro do Bessa. A obra contava com o ensaio de SPT, que foi repassado prontamente pelo responsável da obra. Com isso foram coletadas amostras de solo para a realização dos ensaios e também foram realizados os ensaios “in situ” na presente construção; a obra encontra-se em fase inicial. As figuras a seguir mostram a localização da obra com ajuda de softwares, e também um panorama geral da obra; a mesma conta com uma área total de 750 m<sup>2</sup>.

**Figura 10:** Localização da obra em estudo

Fonte: Google maps

**Figura 11:** Localização 3d da obra em estudo

Fonte: Google Earth



**Figura 12:** Obra de realização do estudo



**Fonte:** Autor, 2017

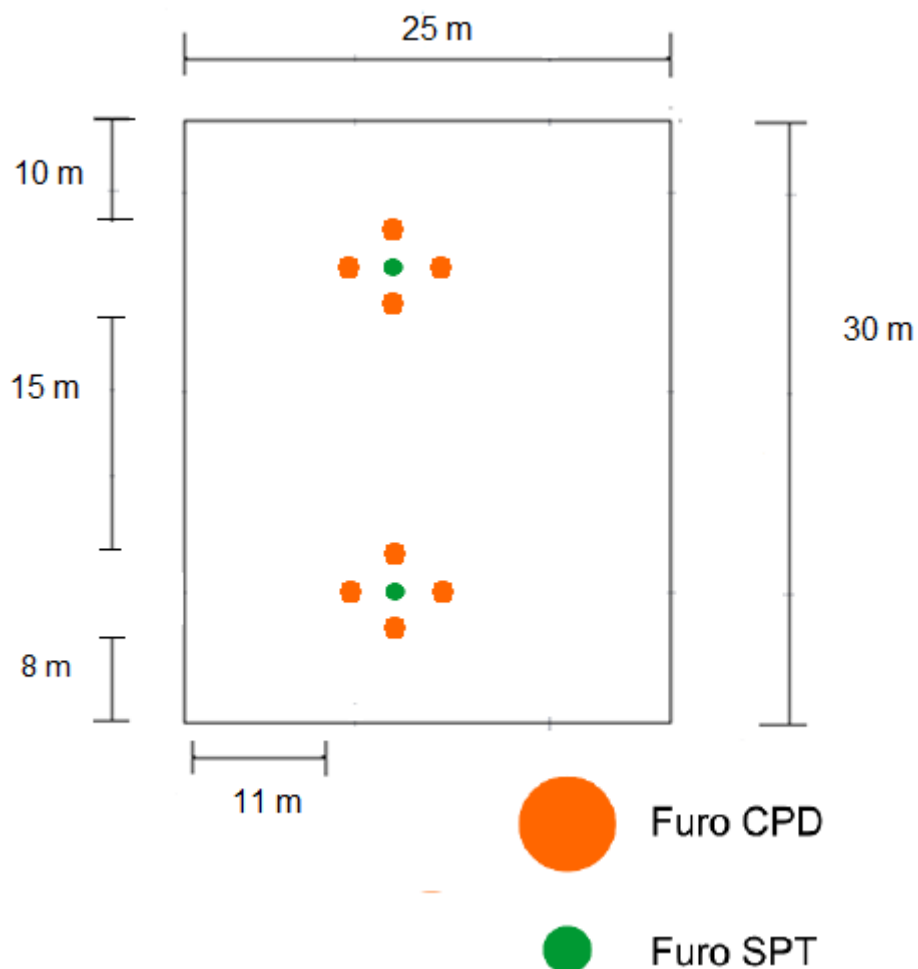
### 3.1. ENSAIOS IN SITU

Os ensaios de campo utilizados nesta pesquisa foram o ensaio de SPT e o ensaio com cone de penetração dinâmica (CPD). Para o estudo foi tomado como base a análise de duas sapatas que irão ser construídas.

### 3.1.1. Obtenção dos valores para o ensaio CPD

Na figura 13 está mostrando uma planta de locação das sapatas e os locais onde foram realizados os ensaios SPT e CPD.

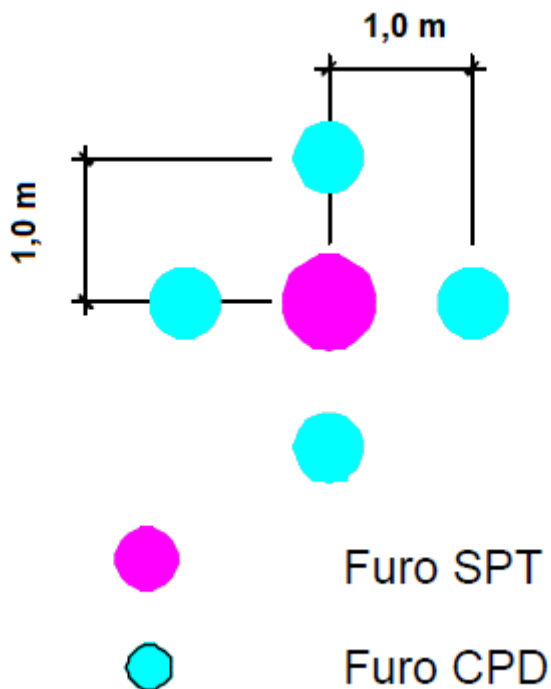
**Figura 13:** Planta baixa de locação das sapatas em estudo



**Fonte:** Autor, 2017

Inicialmente, para os ensaios CPD, foram locados os furos nas proximidades da sapata, a cerca de 1,5 metros de distância da sapata em análise e a cerca de um metro do furo de realização do ensaio SPT. A seguir a planta de locação dos furos para a ensaio com o penetrômetro:



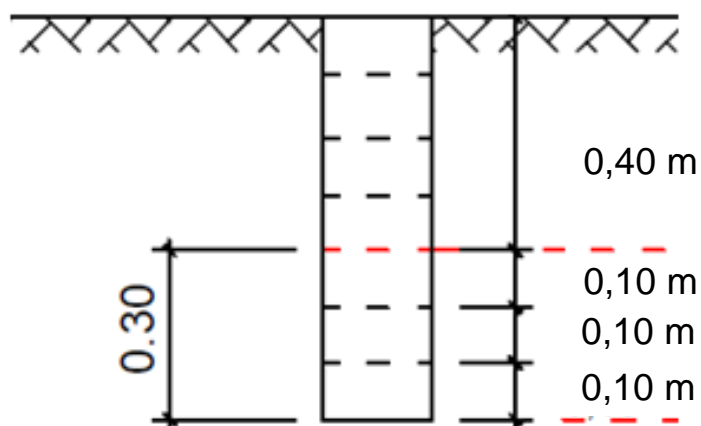
**Figura 14:** Planta de localização dos furos

**Fonte:** Autor, 2017

Como para as duas sapatas temos as mesmas distancias de furo foi colocada apenas uma imagem com localização dos furos.

O valor obtido para cada furo é igual ao número de golpes que será aplicado para a penetração dos últimos trinta centímetros de cada 70 cm de profundidade estudado, ou seja, é igual à soma dos três últimos N10 para cada metro de profundidade considerado, Melo Filho,2007. Para efeito comparativo de bibliografia utilizou-se a metodologia citada para obtenção dos valores de CPD.

**Figura 15:** Metodologia utilizada na obtenção dos valores CPD



Fonte: Melo Filho, 2007

### 3.1.2. Realização do ensaio

O ensaio, propriamente dito, foi realizado a partir das seguintes etapas:

- homogeneização dos locais de ensaio a fim de retirar possíveis camadas que não são solos;
- uniformização da superfície de subleito;
- montagem do equipamento;
- colocação do equipamento na vertical e análise do equipamento para correta montagem;
- posicionamento do CPD, mantido sempre na vertical, para que o peso caísse sempre livremente;
- registro da penetração inicial, obtida com o assentamento do peso próprio do equipamento;
- elevação do martelo (peso) até altura máxima de queda;
- liberação do martelo em queda livre;
- registro das penetrações, correspondentes a penetração de cada 10 cm;
- a retirada do equipamento de um furo para o outro, puxando sempre na vertical a fim de não danificar o equipamento.

As figuras a seguir mostram a execução do ensaio CPD:

**Figura 16:** Execução do ensaio CPD



**Fonte:** Autor, 2017

### **3.1.3. Ensaio SPT**

O ensaio de sondagem SPT foi repassado pela proprietária da obra; ele foi realizado seguindo a norma NBR 6484/2001.

## **3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Os ensaios de laboratório foram realizados no laboratório de engenharia civil da Universidade Estadual da Paraíba (UEPB) e no laboratório de solos da UFCG (Universidade Federal de Campina Grande). Foram realizados ensaios de granulometria, limites de Atterberg e cisalhamento direto.

### **3.2.1. Granulometria**

O ensaio de granulometria foi realizado baseando-se na NBR 7181/1984 (Análise Granulométrica por Sedimentação e por peneiramento) e NBR 6457/1986 (Preparação de Amostras de Solos para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização – Método

de Ensaio) das amostras deformadas colhidas no campo. O ensaio de granulometria não apresentou fins suficientes para a realização do ensaio de sedimentação; foi realizado apenas ensaio de análise granulométrica por peneiramento.

Ainda mencionamos que com parte da amostra de solo preparada pela norma NBR 6457/1986 foi feita o ensaio da umidade higroscópica, seguindo os procedimentos da referida norma.

**Figura 17:** Ensaio de peneiramento



Fonte: Autor, 2017



### 3.2.2. Limites de Atterberg

Ainda utilizando amostras de solo deformada, utilizando a NBR 6457/1986 para a preparação do solo, foram realizados os ensaios de limite de liquidez NBR 6459:1984 ABNT (Determinação do limite de liquidez de solos) e o limite de plasticidade pela NBR 7180:1984 ABNT (Determinação do limite de plasticidade).

Após os ensaios de caracterização é possível realizar a classificação do material recolhido em cada sapata; para isso os valores e resultados do ensaio são apresentados na etapa a seguir.

**Figura: 18:** Ensaio de limite de liquidez



Fonte: Autor, 2017

### 3.2.3. Cisalhamento direto

De posse dos dados obtidos em campo (densidade “in situ”, umidade do local) e umidade do solo em laboratório, calculou-se a quantidade de água e o volume de solo necessário para a execução do ensaio, nas condições mais próximas às condições de campo. Para compensar o inchamento da areia, a caixa de cisalhamento direto foi cheia em quatro camadas, dando-se a cada camada uma leve compressão. A Figura 19 mostra o equipamento.

**Figura 19:** Equipamento de cisalhamento direto

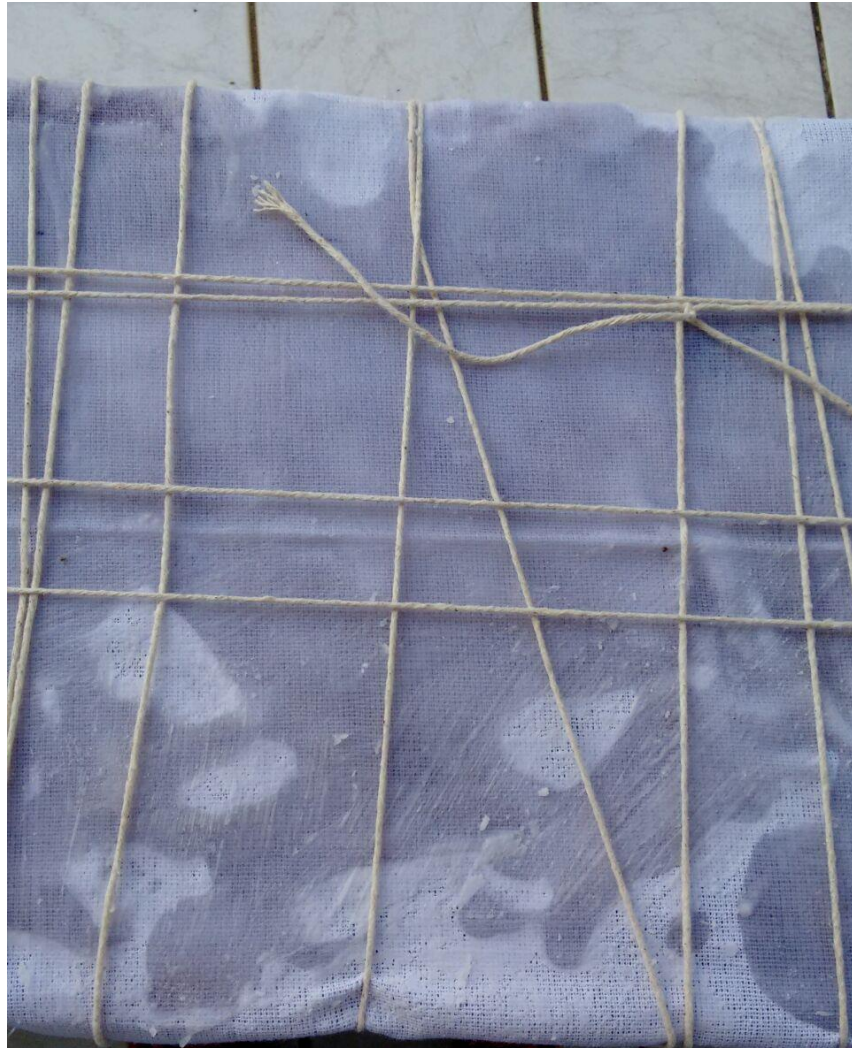


**Fonte:** Autor, 2017

Foram moldados dois corpos-de-prova (caixas) para cada amostra, sendo as mesmas submetidas às tensões de carregamento vertical de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. Os ensaios foram conduzidos à velocidade de 0,30 mm/min.

Os corpos-de-prova foram moldados a partir de amostras indeformadas, para tanto, procedeu-se da seguinte maneira: acertado o topo da amostra indeformada e colocado o vazador em cima desta, pressionou-se levemente o vazador obrigando-o a penetrar na amostra. À medida que o vazador foi penetrando, com uma ferramenta cortante, foi sendo desbastado o solo ao redor do vazador, até que a penetração foi suficiente para aparecer solo acima do vazador. Em seguida, rasou-se com um raspador o topo e a base da amostra. A seguir a imagem da amostra coletada:

**Figura 20:** Amostra indeformada de solo



**Fonte:** Autor, 2017

## **4. RESULTADOS E DISCUSSÕES**

Esse tópico irá apresentar os resultados obtidos nos ensaios realizados no local da obra e com o solo da mesma em laboratório, ensaios que foram descritos anteriormente, fazendo uma análise da região estudada.

### **4.1. ENSAIOS DE CAMPO**

O ensaio de campo realizado foi o ensaio CPD, o outro ensaio foi cedido pela proprietária da obra.

#### **4.1.1. Ensaio SPT**

O ensaio de SPT foi cedido pela proprietária da obra. Foi realizada uma sondagem do subsolo antes de qualquer processo construtivo, verificando-se que: o solo em sua maioria até a profundidade de 3 metros, foi classificado como solo arenoso fino mediamente compacto de cor cinza claro.

Foram realizados no terreno quatro furos SPT. Foram utilizados apenas os dois furos mais próximos às sapatas estudadas. Os resultados do ensaio SPT encontram-se no anexo A.

#### **4.1.2. Ensaio CPD**

Os resultados do ensaio do cone de penetração dinâmica estão apresentados no anexo B, que mostra todos os golpes dados ao longo de cerca de 60 cm de penetração, assim como os gráficos de Profundidade contra Número de golpes do ensaio CPD.

A seguir, mostra-se um quadro comparativo para cada sapata, entre os ensaios SPT e CPD entre a profundidade de até 1 metro para os furos, onde, como já mencionado, o furo 1 corresponde a sapata 1 e o furo 2 corresponde a sapata 2, e para cada furo de sondagem (ou na sapata de locação do furo próximo a ela) são realizados cerca de quatro procedimentos com o CPD, como mostrado na figura 14.



**Tabela 2:** Resultados SPT e CPD para a sapata 1

<b>Sapata 1</b>							
<b>Furo</b>	<b>Resultado SPT 1</b>		<b>Resultado CPD 1</b>				
1	Profundidade(m)	Nº de golpes	Nº de golpes 1	Nº de golpes 2	Nº de golpes 3	Nº de golpes 4	Média de golpes
	0,00 a 0,15	6	2	3	3	2	2,5
	0,15 a 0,30	6	3	2	3	3	2,75
	0,30 a 0,45	9	6	5	5	5	5,25
	0,45 a 1,00	9	7	10	13	9	9,75

Fonte: Autor, 2017

**Tabela 3:** Resultados SPT e CPD para a sapata 2

<b>Sapata 2</b>							
<b>Furo</b>	<b>Resultado SPT 2</b>		<b>Resultado CPD 2</b>				
2	Profundidade(m)	Nº de golpes	Nº de golpes 1	Nº de golpes 2	Nº de golpes 3	Nº de golpes 4	Média de golpes
	0,00 a 0,15	7	1	1	1	1	1
	0,15 a 0,30	7	3	2	2	2	2,25
	0,30 a 0,45	8	5	3	4	5	4,25
	0,45 a 1,00	8	20	7	8	20	13,75

Fonte: Autor, 2017

## 4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A seguir, são apresentados os ensaios de laboratório realizados nesse trabalho.

### 4.2.1. Limites de Atterberg

Na tabela 4 são mostrados os resultados dos ensaios de limites de atterberg.

**Tabela 4:** Resultados ensaios limites de atterberg

<b>LIMITE DE ATEMBERG</b>	<b>SAPATA 1</b>	<b>SAPATA 2</b>
Limite de Liquidez	NL	NL
Limite de Plasticidade	NP	NP

Fonte: Autor, 2017

Onde com apenas dois golpes havia o fechamento da amostra. Deste resultado, observa-se que todas as amostras são NL e NP.

### 4.2.2. Cisalhamento direto

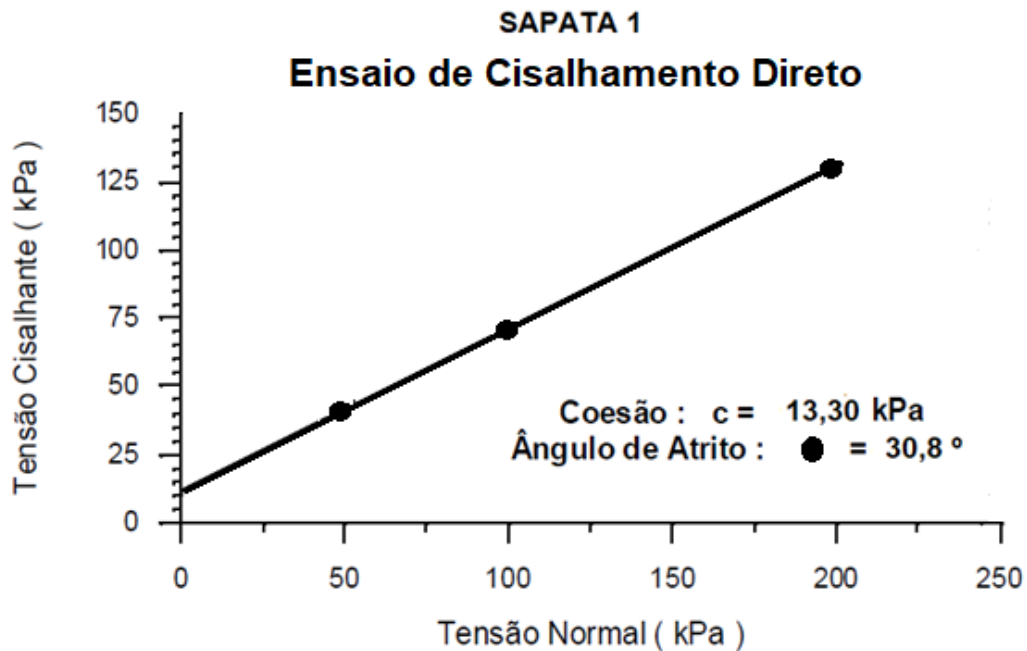
Na tabela 5 abaixo são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto:

**Tabela 5:** Resultados de ângulo de atrito e coesão

<b>PARÂMETRO</b>	<b>SAPATA 1</b>	<b>SAPATA 2</b>
Coesão (KPa)	13,30	18,25
Ângulo de Atrito (°)	30,8	32,4

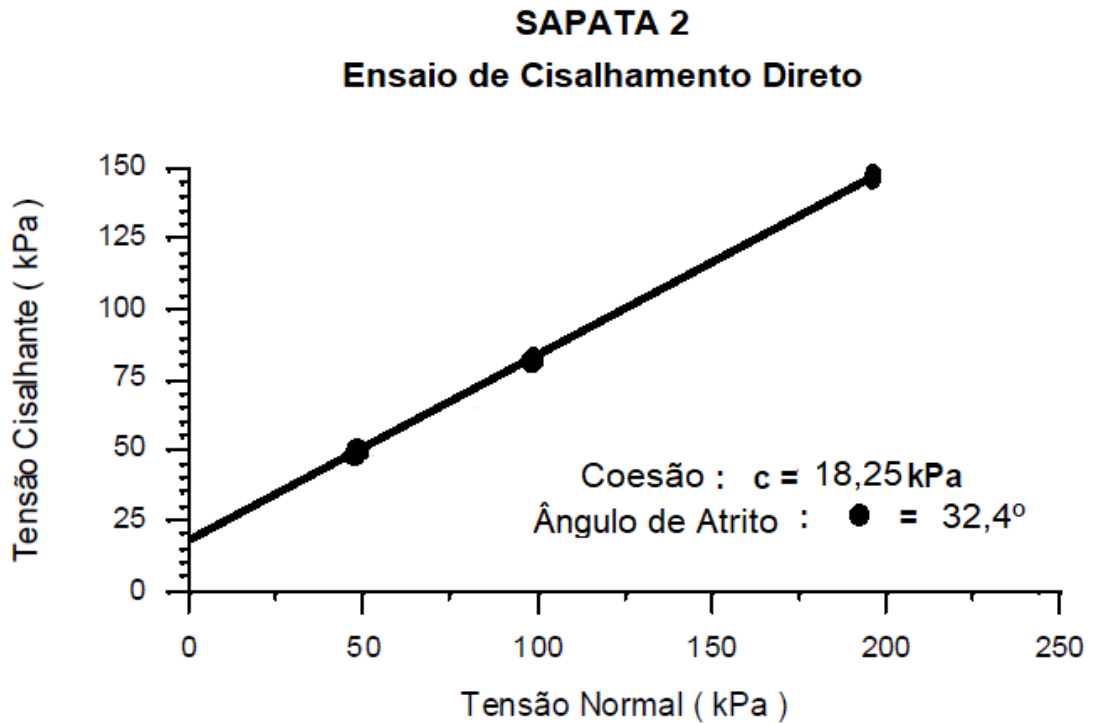
Fonte: Autor, 2017

Mesmo o solo sendo arenoso, com uma quantidade de solos finos muito pequena, apresentou uma considerável coesão, isso devido à umidade existente no mesmo que proporciona ao solo uma coesão chamada coesão aparente. As Figura 21, 22, 23, 24 ilustram os resultados do ensaio de cisalhamento direto.

**Figura 21:** Ângulo de atrito e coesão sapata 1

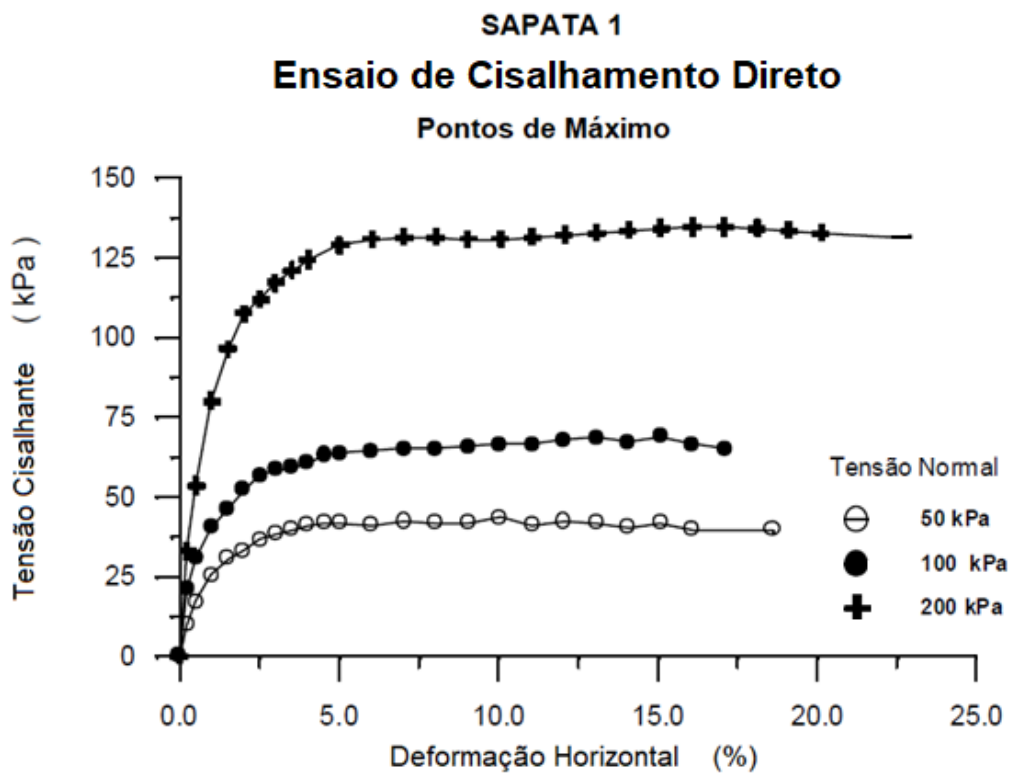
Fonte: Autor, 2017

Figura 22: Ângulo de atrito e coesão sapata 2



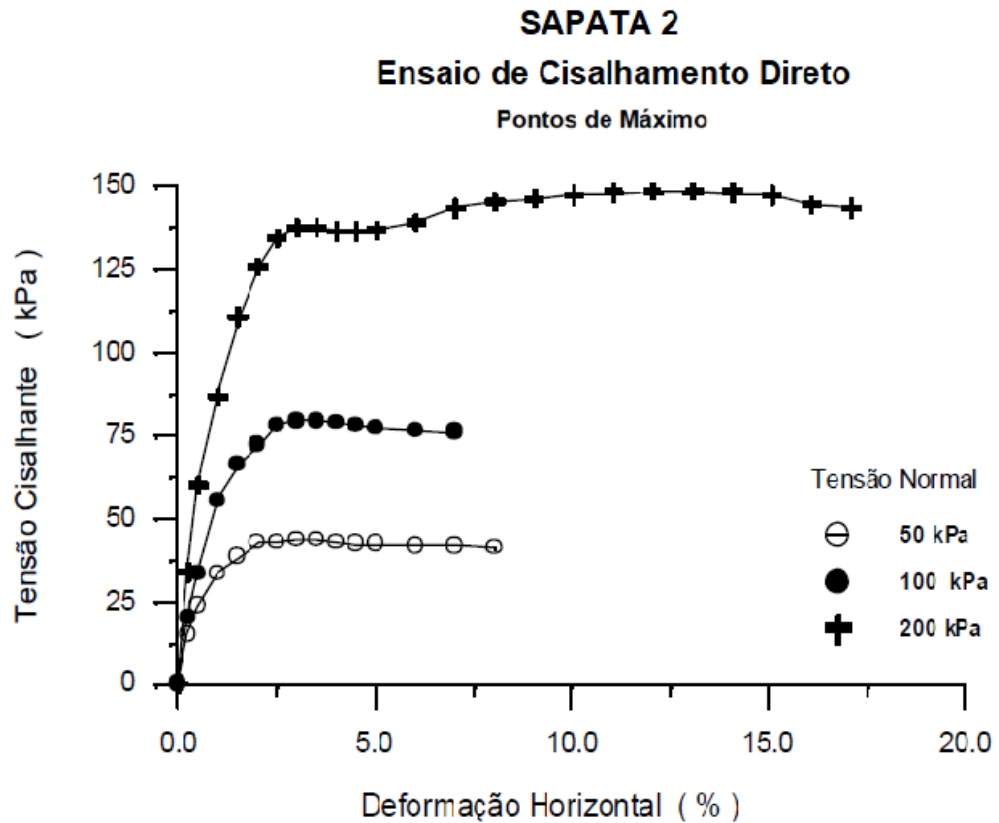
Fonte: Autor, 2017

Figura 23: Pontos de máximo de resistência ao cisalhamento sapata 1



Fonte: Autor, 2017

**Figura 24:** Pontos de máximo de resistência ao cisalhamento sapata 2



Fonte: Autor, 2017

#### 4.2.3. Granulometria

Para o ensaio de análise granulométrica foi seguido a norma da ABNT NBR 7181/1984 (método para análise granulométrica de solos realizada por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento).

Em nosso estudo não houve o peneiramento grosso, já que toda a amostra de solo passou pela peneira de 2 mm.

Foi utilizado duas amostras de solo de uma mesma sapata, já que de acordo com o perfil de sondagem do terreno foi observado que se tratavam praticamente da mesma composição de solo, coletados em 1 metro e a 2,40 metros abaixo da cota do terreno. Os resultados estão apresentados nas tabelas 6 e 7 abaixo e figuras 25 e 26.

**Tabela 6:** Análise granulométrica para cota de 1 metro

<b>Análise Granulométrica Por Peneiramento a 1 m da cota</b>					
Peneira (#)	Abertura(mm)	Massa de solo retida em cada peneira (g)	% de massa retida em cada peneira	% de massa retida acumulada em cada peneira	% passante em Cada peneira
16	1,5	0,12	0,101	0,101	99,899
30	0,6	15,1	12,691	12,792	87,208
40	0,42	40,52	34,056	46,848	53,152
60	0,25	33,89	28,484	75,332	24,668
100	0,15	28,69	24,113	99,445	0,555
200	0,075	0,65	0,546	99,992	0,008
Fundo	-	0,01	0,008	100,000	0,000

Fonte: Autor, 2017

Com massa total  $M_h = 118,96 g$ .

**Tabela 7:** Análise granulométrica para cota de 2,40 metros

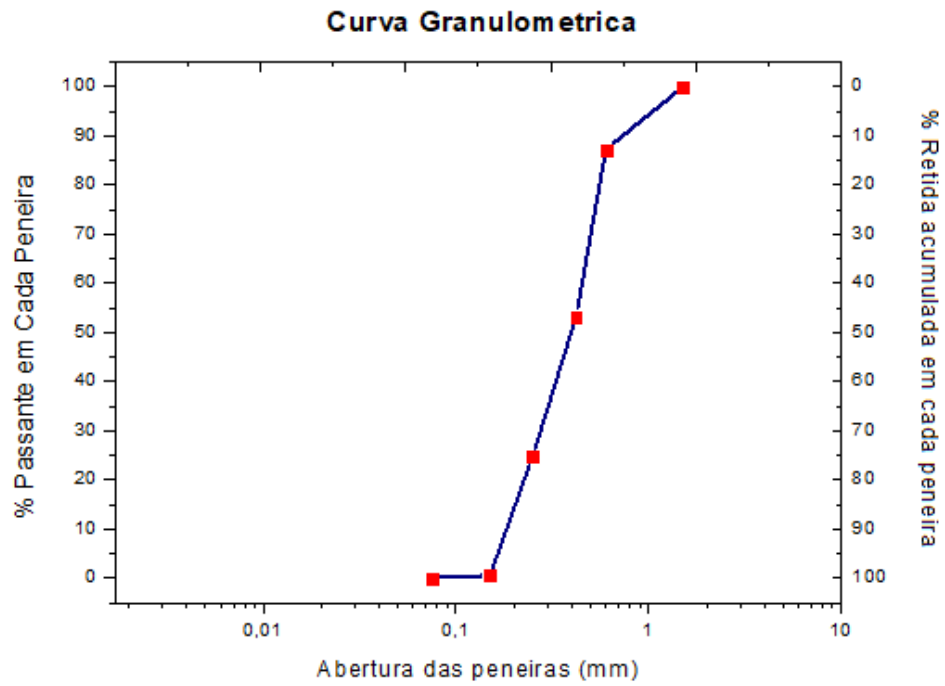
<b>Análise Granulométrica Por Peneiramento a 2,40 m da cota</b>					
Peneira (#)	Abertura(mm)	Massa de solo retida em cada peneira (g)	% de massa retida em cada peneira	% de massa retida acumulada em cada peneira	% passante em Cada peneira
16	1,5	7,02	6	6	94
30	0,6	10,53	9	15	85
40	0,42	3,51	3	18	82
60	0,25	14,04	12	30	70
100	0,15	46,8	40	70	30
200	0,075	25,74	22	92	8
Fundo	-	4,68	4	100	0

Fonte: Autor, 2017

Com massa total  $M_h = 117 g$ .

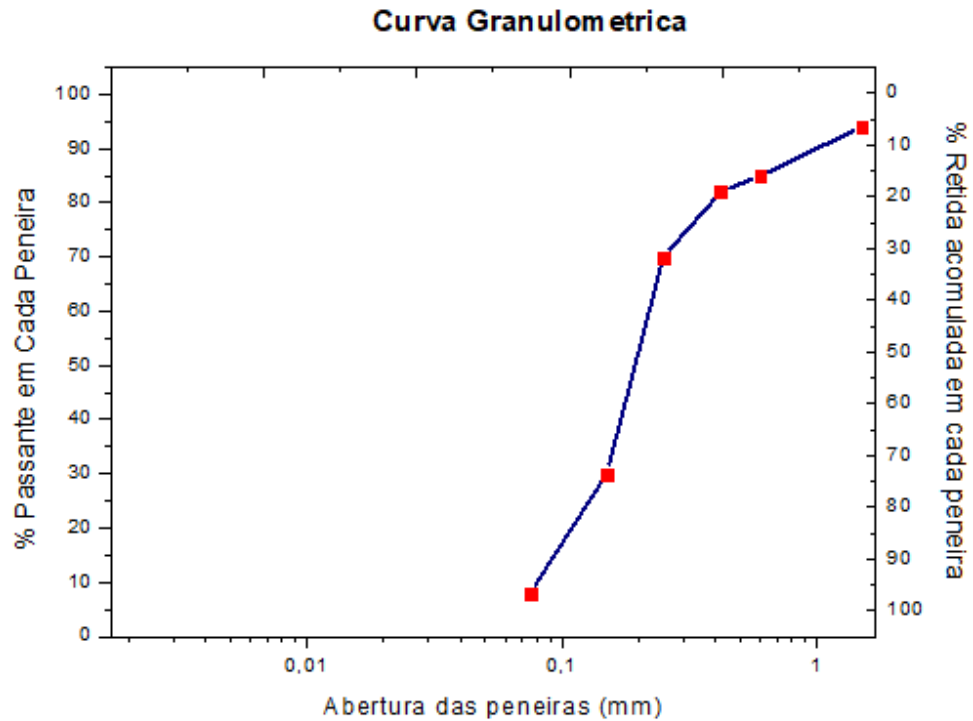
Assim obtivemos os gráficos das curvas granulométricas a seguir:

**Figura 25:** Curva granulométrica cota de 1 metro



Fonte: Autor 2017

**Figura 26:** Curva granulométrica cota de 2,40 metros



Fonte: Autor 2017

#### 4.3. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

De posse dos resultados da caracterização física das amostras, pôde-se classificá-las pelo método da SUCS e da AASHTO. Os resultados estão mostrados na tabela 8.

Para o solo coletado a 1 m de profundidade da cota, temos:

**Tabela 8:** Resultados dos ensaios para o solo na cota de 1,00 metro

<b>Dados do solo coletado</b>	<b>Resultados</b>
Limite de liquidez	NL (não apresenta limite de liquidez)
Limite de plasticidade	NP (não plástico)
Passante na # 10 (%)	90
Passante na # 40 (%)	53
Passante na # 200 (%)	0,08

**Fonte:** Autor, 2017

Esse solo segundo a AASHTO é um A3. E pela SUCS é classificado como um solo SP, uma areia mal graduada.

- Para o solo coletado a 2,40 m de profundidade da cota, temos:

**Tabela 9:** Resultados dos ensaios para o solo na cota de 2,40 metros

<b>Dados do solo coletado</b>	<b>Resultados</b>
Limite de liquidez	NL (não apresenta limite de liquidez)
Limite de plasticidade	NP (não plástico)
Passante na # 10 (%)	80
Passante na # 40 (%)	64
Passante na # 200 (%)	16

**Fonte:** Autor, 2017

Esse solo segundo a AASHTO é um A-2-4. E pela SUCS é classificado como um solo SM, ou seja, areias que contém mais de 12% de finos com pouca ou nenhuma plasticidade.

#### 4.4. RESULTADOS DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS DO SOLO ATRAVÉS DOS ENSAIOS SPT E CPD

Resultado obtido para a tensão admissível segundo o critério apresentado por Alonso (1983) representado pela equação seguinte do  $N_{spt}$  na profundidade máxima do bulbo de tensão da placa.

$$\sigma_{adm} = N_{SPT} \cdot 0,02 \quad MPa \quad (5)$$

A partir dos valores encontrados nos furos de SPT 1 e no SPT 2 foram determinados os valores da tensão admissível de ambos os casos, para os casos foi feita a média dos valores SPT ao longo de 4 metros de profundidade, ou duas vezes B, para o bulbo de tensões. Assim, obteve-se os valores mostrados na tabela 10.

**Tabela 10:** valores de  $N_{SPT}$  e  $\sigma_{adm}$  para as sapatas

Sapatas	Valores $N_{SPT}$	Valores $\sigma_{adm}$
Sapata 1	$N_{SPT1} = 17,25$	$\sigma_{adm1} = 0,345 MPa$ ou 345 kPa
Sapata 2	$N_{SPT2} = 14$	$\sigma_{adm2} = 0,28 MPa$ ou 280 kPa

Fonte: Autor, 2017

Agora fazendo a tensão dada pela equação 6, fornecida pela Solotest, a fim de encontrar a tensão da base do cone, que será a tensão admissível do solo, e a adaptando para o penetrômetro utilizado temos a seguinte equação:

$$R = 0,51 + 0,69 \cdot N \quad (6)$$

Onde:

$R$  = Tensão do solo, em Kgf/cm<sup>2</sup>;

$N$  = impacto médio / dm.

Assim temos os seguintes valores de tensão para os solos ensaiados, lembrando que para esse cálculo serão considerados apenas os últimos 30 cm de penetração do solo. E o  $N$  é calculado pela média dos impactos dos últimos 30 cm.

$R_1 = 3,96 Kgf/cm^2$  ou 0,396 Mpa ou 396 KPa e  $R_2 = 2,88 Kgf/cm^2$  ou 288 KPa ou 0,288 MPa.

#### 4.5. COMPARAÇÃO ENTRE AS TENSÕES ADMISSÍVEIS DO SOLO ATRAVÉS DOS ENSAIOS SPT E CPD

Comparando a tensão admissível na base do cone à tensão admissível obtida segundo o critério apresentado por Alonso (1983) representado pela equação seguinte do  $N_{spt}$  na profundidade máxima do bulbo de tensão da placa. A tabela 11, a seguir, ilustra os valores obtidos para a tensão admissível através dos ensaios SPT e CPD.



**Tabela 11:** valores de  $\sigma_{adm}$  pelo CPD e SPT para as sapatas

<b>Sapatas</b>	<b>Valores <math>\sigma_{adm}</math> pelo CPD</b>	<b>Valores <math>\sigma_{adm}</math> pelo SPT</b>
Sapata 1	0,396 <i>Mpa</i> ou 396 <i>kPa</i>	0,345 <i>MPa</i> ou 345 <i>kPa</i>
Sapata 2	288 <i>kPa</i> ou 0,288 <i>MPa</i>	0,28 <i>MPa</i> ou 280 <i>kPa</i>

**Fonte:** Autor, 2017

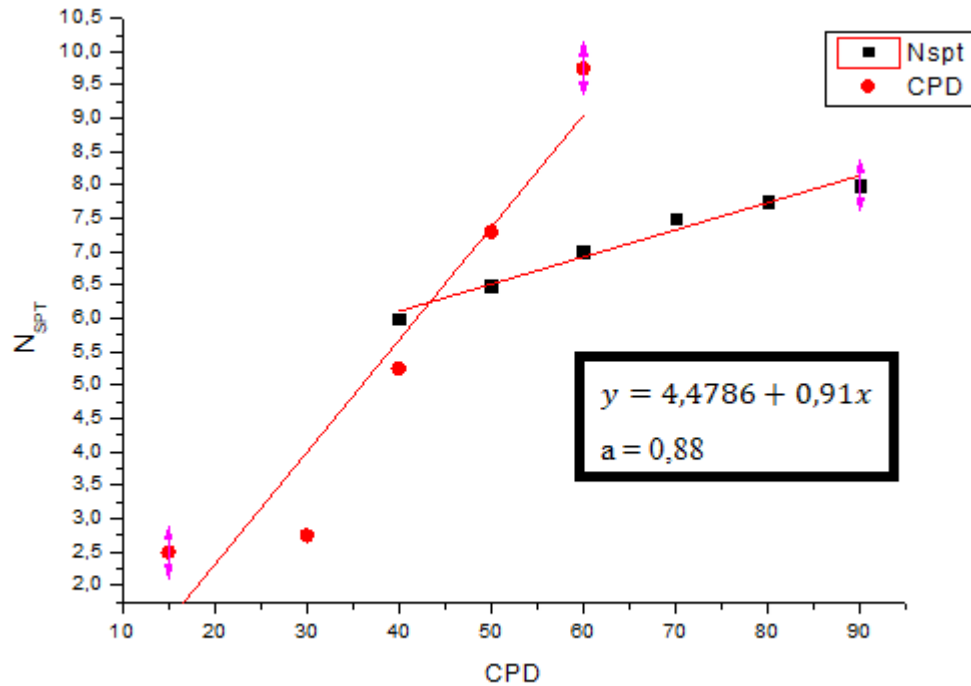
Vemos que os valores de tensão, para as duas sapatas, foram bem próximos se comprarmos os valores obtidos com o CPD e o SPT.

#### 4.6. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE OUTROS TRABALHOS

Com os resultados de tensão obtidos poderia comparar com outros trabalhos já realizados acerca do assunto para verificar a veracidade dos dados e analisar do ponto de vista técnico os dados obtidos.

De acordo com Melo Filho (2007) fazendo uma nova comparação com o valor de SPT obtido a partir da equação da reta de regressão CPD versus SPT é possível obter o valor do  $N_{SPT}$  a partir dos valores do ensaio CPD e assim encontrar a tensão admissível. Então para os valores médios do ensaio feito na sapata 1 pode-se fazer a reta de regressão utilizando os resultados obtidos para os ensaios, obtendo os resultados apresentados na figura 27:

**Figura 27:** Obtenção de correlação CPD versus SPT



**Fonte:** Autor, 2017

O gráfico nos fornece a reta com equação de correlação de  $y = 4,4786 + 0,91x$  onde o  $y$  representa os valores  $N_{SPT}$  e o  $x$  os valores do  $CPD$ . Para cada correlação foi estimado o coeficiente de determinação ( $R^2$ ), que avalia a representatividade da correlação entre os pares de pontos estudados. Através dessa correlação pode-se observar um coeficiente de determinação de 0,88, mostrando uma forte correlação linear entre os valores de CPD e SPT.

Assim para efeito de validação de dados iremos calcular o valor do  $N_{SPT}$  a partir dos valores  $CPD$  e calcular assim a tensão admissível do solo, e posteriormente comparar com o resultado obtido para  $R_1$ , a partir daí podemos ter uma visão se os dados condizem com diferentes formas de cálculos apresentados em diferentes bibliografias e diferentes formas de cálculo.

$$SPT = 4,4786 + 0,91CPD \quad (7)$$

Substituindo os valores de  $CPD$  para os 30 cm finais da sapata 1, temos:

$$SPT = 4,4786 + 0,91 \cdot 15 = 18,12 \text{ golpes.}$$

Calculando a tensão admissível e comparando os valores de tensão encontrados anteriormente.

$$\sigma_{adm1} = 0,36 \text{ MPa ou } 360 \text{ KPa}$$

Como  $R_1 = 0,396 \text{ Mpa}$  e  $\sigma_{adm1} = 0,36$ , temos valores bem próximos, o que mostra que os valores encontrados condizem com outras metodologias e mostram que eles condizem com valores reais de tensão do solo.

Comparando os valores de correlação obtidos em outros trabalhos temos que em Melo Filho (2007) o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) foi de 0,84 e em Costa, Stephanny (2015) o coeficiente de determinação para resultados de  $R^2 \geq 0,70$  serão considerados satisfatórios, pois no mínimo 70% da variável dependente será explicada pelo modelo encontrado. Isso mostra a proximidade dos valores encontrados. Vale-se ressaltar que os presentes trabalhos citados não apresentam com exatidão os solos estudados nesse trabalho, mas mostram que os valores obtidos apresentaram uma alta representatividade.

#### 4.7. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA

Para o dimensionamento das estruturas, adotou-se a cota de 1,0 m abaixo da cota do terreno como zona de atuação da tensão transmitida ao solo, estando a cota de água da 0,25 m. Para cada sapata, foi atribuído um valor da base (B), para que, por tentativas e no intuito de manter a proporcionalidade da sapata com o pilar, pudesse determinar o valor da largura (L). A tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) foi calculada de acordo com o perfil de sondagem SPT e também de acordo com os dados obtidos no ensaio de penetração CPD.

Para o dimensionamento, foram seguidas as seguintes cláusulas:

- a) Uma sapata deve estar distante da outra em no mínimo 5 cm;
- b) A relação entre a largura e a base da sapata deve ser menor ou igual a 2,5 ( $L/B \leq 2,5$ );
- c) As dimensões da largura e da base da sapata devem ser múltiplos de 5.

Será feito o dimensionamento para as duas sapatas de estudo e logo após será comparado seus valores com as dimensões adotados na obra, os dados de planta de carga foram fornecidas pelo proprietário da obra. Assim temos:

- Para a sapata 1

Temos que o as dimensões do pilar são:  $b = 50 \text{ cm}$  e  $l = 50 \text{ cm}$  e sua carga(K) é de 1200 kN. Agora, adotando uma base para a sapata de  $B = 200 \text{ cm}$ , temos:

$$B - b = L - l \rightarrow 200 - 50 = L - 50 \rightarrow L = 200 \text{ cm} \quad (8)$$

De porte desses valores, calcularemos o valor da tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) com base no perfil de sondagem SPT e nos dados obtidos com o CPD, como já calculamos esses valores anteriormente iremos apenas citá-los:

- $\sigma_{adm1} = 0,345 \text{ MPa}$  ou  $345 \text{ kPa}$  tensão admissível dada pelo SPT;
- $\sigma_{adm1} = 0,396 \text{ Mpa}$  ou  $396 \text{ kPa}$  tensão admissível dada pelo CPD.

Para o cálculo da tensão aplicada na sapata, a carga do pilar foi majorada em 10% devido ao peso da sapata, temos:

$$\sigma_{aplicada} = \frac{K \cdot 1,1}{B \cdot L} = 330 \text{ kPa} \quad (9)$$

Como  $\sigma_{aplicada} \ll \sigma_{adm1}$ , para o caso podemos mudar as dimensões da sapata. Desse modo:

**Tabela 12:** Valores de dimensões e carga para a sapata 1

B (cm)	L (cm)	$\sigma_{aplicada}$ (kPa)	$\sigma_{adm1}$ (kPa) pelo SPT	$\sigma_{adm1}$ (kPa) pelo CPD
200	200	330	345	396
190	190	365,65	345	396
180	180	407,41	345	396

**Fonte:** Autor, 2017

Assim, as dimensões da sapata serão: B = 200 cm e L = 200 cm pelo ensaio de sondagem SPT, B = 190 cm e L = 190 cm pelo ensaio de penetração CPD.

Para essa sapata na obra foi construída uma sapata quadrada de B = 190 cm e L = 190 cm, isso mostra que os valores adotados e todo procedimento foi feito de forma análoga ao dimensionamento da sapata em loco.

- Para a sapata 2

Temos que o as dimensões do pilar são: b = 30 cm e l = 30 cm e sua carga(K) é de 550 kN. Agora, adotando uma base para a sapata de B = 150 cm, temos:

$$B - b = L - l \rightarrow 150 - 30 = L - 30 \rightarrow L = 150 \text{ cm} \quad (10)$$

De porte desses valores, calcularemos o vamos da tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) com base no perfil de sondagem SPT e nos dados obtidos com o CPD, como já calculamos esses valores anteriormente iremos apenas citá-los:

- $\sigma_{adm2} = 0,28 \text{ MPa}$  ou 280 kPa tensão admissível dada pelo SPT;
- $\sigma_{adm2} = 0,288 \text{ MPa}$  ou 288 kPa tensão admissível dada pelo CPD.

Para o cálculo da tensão aplicada na sapata, a carga do pilar foi majorada em 10% devido ao peso da sapata, temos:

$$\sigma_{aplicada} = \frac{K \cdot 1,1}{B \cdot L} = 269 \text{ kPa} \quad (11)$$

Como  $\sigma_{aplicada} \ll \sigma_{adm1}$ , para o caso podemos mudar as dimensões da sapata. Desse modo:

**Tabela 13:** Valores de dimensões e carga para a sapata 2

B (cm)	L (cm)	$\sigma_{aplicada}(kPa)$	$\sigma_{adm1}$ (kPa) pelo SPT	$\sigma_{adm1}$ (kPa) pelo CPD
150	150	269	280	288
145	145	287	280	288
140	140	309	280	288

**Fonte:** Autor, 2017

Assim, as dimensões da sapata 2 serão: B = 150 cm e L = 150 cm pelo ensaio de sondagem SPT, B = 145 cm e L = 145 cm pelo ensaio de penetração CPD.

Para essa sapata na obra foi construída uma sapata quadrada de B = 130 cm e L = 130 cm, isso mostra que os valores diferiram um pouco mais da sapata 1, mas que mesmo assim os valores foram próximo, mostrando que o procedimento foi feito de forma análoga ao dimensionamento da sapata da obra em análise.

## 5. CONCLUSÃO

Ao verificar a análise dos solos ensaiados vimos que maior parte deles tiveram classificação AASHTO com A-3, sendo um solo arenoso mal graduado, por se tratar de uma região praiana isso é um fato bastante comum e dentro das realidades.

Em relação aos ensaios em campo pode-se perceber que ambos tiveram resultados parecidos com a realidade de dimensionamento executado na obra, mostrando também que o CPD pode ser uma alternativa bastante útil ao SPT, porém por ter limitação de uso a profundidade, só podemos realizar o ensaio CPD a uma profundidade de no máximo 1 metro, o que limita bastante a análise dos dados, outro fator que pesa bastante na escolha do CPD como método de verificação da tensão admissível do solo é que o mesmo não permite reconhecimento do solo estudado, por não permitir a coleta de amostra do solo. Uma boa alternativa para execução do CPD seria um aumento da sua haste de perfuração, isso permitiria uma maior profundidade de execução do ensaio.

Outra constatação que se faz a partir dos resultados é que como o ensaio com penetrômetro é rápido, versátil e bastante econômico quando comparado ao SPT ou mesmo ensaio de Placa, ele deveria ser mais difundido em lugares onde não existem ou mesmo se tem difícil acesso ao ensaio de sondagem, pois devido à falta de conhecimento do solo para o dimensionamento de uma obra pode levar a sérias consequências, tais como: recalque da fundação, problemas patológicos, trincas e até desabamento da estrutura.

## REFERÊNCIAS

ALCÂNTARA, P. B. **Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações rasas em Solos Argilosos Através do SPT, da Prova de Carga Sobre Placa e do Ensaio Penetrométrico, Dissertação de Mestrado.** Universidade Federal de Campina Grande, UFCG. 1992.

ALMEIDA, G. C. P. de, **Caracterização física e classificação dos solos.** Notas de aula. Universidade Federal de Juíz de Fora – Departamento de Transportes, 2005. Disponível em: <[file:///C:/Users/HallefMartins/Downloads/APOSTILA\\_SOLOS.PDF](file:///C:/Users/HallefMartins/Downloads/APOSTILA_SOLOS.PDF)>.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Previsão e Controle das Fundações.** São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 1998. 142 p.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações.** São Paulo: Blucher, 2010.

AMINI, F. **Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometer in Pavement Design and Construction. Final Report. Department of Civil Engineering Jackson Estate University in cooperation with Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2003.** Disponível em: <<http://www.mdot.state.ms.us/research/pdf/dyndonpn.pdf>>. Acesso em: 27/09/2017.

AOKI, N. (1973). **Ensaio Holandês de Penetração.** Curso de atualização em fundações. Centro de produção da UEG (CEPUEG).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6023. **Informação e Documentação: Referências: Elaboração.** Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6122. **Projetos e Execução de Fundações.** 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT, NBR 6457. **Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização.** 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6459. **Determinação do limite de liquidez.** 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 6484. **Solo Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio.** 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7180. **Determinação do limite de plasticidade.** 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7181. **Análise granulométrica por sedimentação e por peneiramento.** 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7181. **Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica.**1984.

ASTM D-6951/03 – **Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.** ASTM International, 2003.

BASTOS, Paulo Sérgio. **SAPATAS DE FUNDAÇÃO. UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA UNESP.** Bauru, 2012. 118 p. Disponível em:<<https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/09/sapatas.pdf>>. Acesso em: 26 Set. 2017.

BERBERIAN, D., Sondagens do subsolo para fins de engenharia. Infrasolo LTDA / L.A. Falcão Bauer. Universidade de Brasília / SENAI – DF. 1986.

BERTI, C., “**Avaliação da Capacidade de Suporte de Solos “in situ” em Obras Viárias Através do Cone de Penetração Dinâmica – Estudo Experimental**”. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP. Campinas, 2005.

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F.; BICALHO K.V.; RIBEIRO, R. C. H. **Recalques Observados de Sapatas em Solo Terciário de São Paulo.** Solos e Rochas. São Paulo, 24,(2): 143 – 153, Maio – agosto, 2001.

CARDOSO, A. B.; TRICHÊS, G. **Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone.** XI COBRAMSEG, Vol.1, pp.649 – 856, 1999.

CARVALHO, R. G., **Correlações entre os ensaios DCP e CBR para solos saprolíticos de textura fina, 142p, Tese de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2005.**

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas.** ED,Rima. São Carlos – SP, 2003.



CONSTANCIO, Douglas. **Fundações Rasas : Sapatas**. UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS. Americana, 2014. 28 p. Disponível em: <[http://www.helix.eng.br/downloads/sapatas\\_\(4\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/sapatas_(4).pdf)>. Acesso em: 26 Set. 2017.

COSTA, Stephanny Conceição. **ESTUDO DA VIABILIDADE DO USO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA E DO LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER EM PROJETOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**. Campina Grande-Paraíba, 2015. 128p. Dissertação (Engenharia Civil e Ambiental) - UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE, 2015.

GUEDES, S.B. **Estudo da Viabilidade Técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro Panda no Dimensionamento de Pavimentos Urbanos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2008.

HERRICK & JONES v.66 (4). **A Dynamic Cone Penetrometer for Measuring Soil Penetration Resistance ... The Hammer-type, Dynamic Cone Penetrometer Described Here Cone Used to Calculate a soil Penetration Resistance, 2001**. Disponível em: <<http://www.intlsoil.scijournals.org/cgi/content/full/66/4/1320>, p. 1320 a 1324>. Acesso em: 22/10/2017.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

KLEYN, E. G; SAVAGE, P. F.;MAREE,J. H. **The Application of a Portable Pavement Dynamic in Situ Bearing properties of Road Pavement layers and Sub grades in South Africa**. Proceedings of the second Symposium on Penetration testing/ Amsterdam/P.24-27 may 1982.

LIMA. M. J. C. Porto. A de. **Prospecção Geotécnica do Subsolo**. Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. Rio de Janeiro. 1979.

MELO FILHO, H.B. de M., **Aplicação do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) como Alternativa para Fundações Rasas**. 100p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2007.

MOURA, Ana Paula. **Fundações Rasas - Dimensionamento Geotécnico**. 2014. 45 p. Disponível em: <<http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2016/08/AULA05c-FUNDACOES-DIRETAS-DIMENSIONAMENTO-GEOTECNICO.pdf>>. Acesso em: 20 Set. 2017.

NILSON, T. **Comparação entre o DPL (Nilson) e SPT**. IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS, Porto Alegre, 2004.

OLIVEIRA, A. M. S. e BRITO, S. N. A. **Geologia de Engenharia, 1ª ed: São Paulo, Oficina de Textos, 1998.**

PINTO, C. de S., **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª Edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.

QUARESMA, A. R. DÉCOURT, L. QUARESMA FILHO, A. R. DANZIGER, F. e ALMEIDA, M. S. S. **Fundações, 54 Teoria e Prática**. 2ª ED. São Paulo: PINI, 1998.

SILVA JÚNIOR, F.A. da, **Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa ao Dimensionamento de Pavimentos Urbanos**. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2005.

SOLOTEST APARELHOS P/ MECÂNICA DOS SOLOS Ltda (2002), **Catálogo de produtos, São Paulo, Brasil.**

SOUZA, F. W. C. de, **Avaliação do penetrômetro manual na previsão da capacidade de carga de fundações superficiais em solos arenosos**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2007.

TERZAGHI, K. **“Theoretical Soil Mechanics”**. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1943.

TERZAGHI, K. PECK, R. B., **“Soil Mechanics in Engineering Practice”**. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.

TSUHA.C. H. C. **Utilização do Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com o Resultado de Prova de Carga em Placa e Sapata**. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações. 2 ED**. Vol.1. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2000.

VERTAMATTI, E.; OLIVEIRA, L.E.de. **Comportamento de Solos Tropicais de Natureza Transicional em Camadas Estruturais de Pavimentos.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1. Anais... p 657-664, Brasília, 1998.

VARGAS, M. Associação Brasileira De Geologia De Engenharia e Ambiental. **Evolução das Investigações geológicas: Os solos da cidade de São Paulo: Histórico das pesquisas.** São Paulo, 2002. 152 p.

**APÊNDICE A – RESULTADOS ENSAIO CPD**

<b>Resultados CPD - Sapata 1 e furo 1</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
5	0	5	0
16	2	11	1,82
26,5	3	10,5	2,86
36,6	3	10,1	2,97
49	4	12,4	3,23
60,5	3	11,5	2,61
72	3	11,5	2,61
<b>Resultados CPD - Sapata 1 e furo 2</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
6	0	6	0
18	3	12	2,50
28	2	10	2,00
42	5	14	3,57
52,3	4	10,3	3,88
63,2	6	10,9	5,50
<b>Resultados CPD - Sapata 1 e furo 3</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
6	0	6	0
19	3	13	2,31
29	3	10	3,00
41	4	12	3,33
53	4	12	3,33
63	10	10	10,00
<b>Resultados CPD - Sapata 1 e furo 4</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
7	0	7	0
17	2	10	2,00
27,2	3	10,2	2,94
38	4	10,8	3,70
49	5	11	4,55
60,4	5	11,4	4,39

<b>Resultados CPD - Sapata 2 e furo 1</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
6	0	6	0
15	1	9	1,11
25	2	10	2,00
37	5	12	4,17
52	10	15	6,67
62	11	10	11,00
<b>Resultados CPD - Sapata 2 e furo 2</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
9	0	9	0
22	1	13	0,77
32	2	10	2,00
44	3	12	2,50
54	4	10	4,00
61	3	7	4,29
<b>Resultados CPD - Sapata 2 e furo 3</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
8	0	8	0
18	1	10	1,00
28	2	10	2,00
40	3	12	2,50
50	4	10	4,00
61	5	11	4,55
<b>Resultados CPD - Sapata 2 e furo 4</b>			
Profundidade(cm)	Nº Impactos	Penetração(cm)	Impactos/dm
6	0	6	0
17,5	1	11,5	0,87
28	2	10,5	1,90
39	5	11	4,55
49,5	9	10,5	8,57
60	11	10,5	10,48

**ANEXO A – LAUDO DE SONDAGENS À PERCUSSÃO SPT**

