



ARTHUR SALVINI CONRADO

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS:
COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICO E
SPT**

LAVRAS-MG

2019

ARTHUR SALVINI CONRADO

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS: COMPARAÇÃO ENTRE
OS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICO E SPT**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Me. Eduardo Souza Cândido

LAVRAS-MG

2019

ARTHUR SALVINI CONRADO

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS: COMPARAÇÃO ENTRE
OS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICO E SPT**

**FOUNDATIONS DIMENSIONING BY SPREAD FOOTING: COMPARISON
BETWEEN THE PRESSUREMETER TEST AND SPT**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 26 de junho de 2019.

Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes (UFLA)

Prof^a. Me. Raquel Mariano Linhares (UFLA)



Prof. Me. Eduardo Souza Cândido

LAVRAS-MG

2019

AGRADECIMENTOS

A Deus por me dar saúde e disposição para encarar as dificuldades impostas no caminho.

Aos meus pais, Rosana e Wecio, que, mesmo de longe, sempre me deram carinho e apoio, incentivando os meus sonhos.

A minha avó, Maria Helena, pelo amor e preocupação.

A minha namorada, Fernanda, por todo amor e apoio nos momentos difíceis.

Aos meus amigos, pelas ajudas e amizades construídas nesses anos de graduação.

Ao meu orientador, Eduardo, por aceitar trabalhar ao meu lado e me ajudar tanto.

A todos meus professores, pelos conhecimentos compartilhados, que levarei pra vida toda.

MUITO OBRIGADO!

RESUMO

No trabalho pretendeu-se dimensionar fundações diretas (sapatas), calculando as dimensões da base e altura, recalques estimados e armaduras necessárias, utilizando os ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) e o *Pressuremeter Ménard Test* (PMT) para fazer um estudo comparativo entre os resultados obtidos por ambos.

O ensaio PMT é muito utilizado na Europa e nos Estados Unidos (locais onde é normatizado), porém no Brasil é mais frequente o uso do ensaio SPT, por ser um ensaio com baixo custo e também pelo fato de ter mais correlações e informações sobre o mesmo.

O dimensionamento das fundações fez-se com base na estimativa da capacidade de carga e recalque por meio de formulações semiempíricas baseadas nos ensaios SPT e PMT. A partir dos dados dos ensaios dimensionou-se as bases das sapatas, assim como os recalques imediatos estimados pelas mesmas.

Os ensaios PMT destacam-se por proporcionarem, no geral, tensões admissíveis maiores que as calculadas pelos ensaios SPT, adotando dimensões de sapata menores e conseqüentemente obtêm-se recalques inferiores quando comparados à estes.

No dimensionamento de armaduras, provou-se que o número de barras necessárias ao adotar os dois ensaios foram próximos.

A proposta inicial do trabalho de dimensionar uma fundação direta utilizando o ensaio PMT finalizou-se com sucesso obtendo bons resultados, quando comparados com os de Duarte (2006) e Soares (2003).

Palavras-chave: Fundações, Sapatas, Ensaio de Campo, Dimensionamento.

ABSTRACT

In this work, it was intended to dimension direct foundations (spread footing), calculating the dimensions of the base and height, rebars and necessary reinforcements, using the Standard Penetration Test (SPT) and the Pressuremeter Ménard Test (PMT) to study the differences among both.

The PMT assay is widely used in Europe and in the United States (places where the assay is standardized), but in Brazil the use of the SPT is used more frequently, because its low cost and the availability of correlations and information bearing.

The foundations sizing was done based on the estimation of the capacity and Settlements with semempirical formulations based on the SPT and PMT. From the data of the tests the bases of the spread footing were dimensioned, as well as the immediate settlements suffered by them.

The PMT tests stand out because provide, in general, higher allowable stresses than those calculated with the SPT tests, resulting in smaller spread footing dimensions and, consequently, lower settlements.

In the dimensioning of reinforcement, it was proved that number of bars needed to adopt the two tests were close.

The initial proposal of the work of dimensioning a direct foundation using the PMT test was successfully completed and obtained good results when compared to the ones of Duarte (2006) and Soares (2003).

Keywords: Foundations, Spread Footing, Field Tests, Sizing.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	8
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	9
2.1	Fundações	9
2.2	Processos de investigação do subsolo	10
2.2.1	Sondagem de simples reconhecimento com SPT.....	11
2.2.2	Ensaio pressiométrico.....	13
2.3	Capacidade de carga de fundações diretas	18
2.3.1	Métodos teóricos.	20
2.3.2	Métodos semi-empíricos.....	21
2.3.3	Prova de carga em placa	25
2.4	Recalques.....	26
2.4.1	SPT	27
2.4.2	PMT	30
2.5	Capacidade de carga admissível	32
2.6	Dimensionamento estrutural de sapatas	32
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	36
3.1	Material.....	36
3.2	Métodos	42
3.2.1	Dimensionamento das fundações	42
3.2.1.1	Ensaio SPT	42
3.2.1.2	Ensaio PMT	46
3.2.1.3	Dimensionamento das armaduras	50
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	53
4.1	Resultados obtidos pelo ensaio SPT.....	53
4.2	Resultados obtidos pelo ensaio PMT	61
4.3	Comparação dos ensaios.....	70
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	75
5.1	Conclusão	75
5.2	Sugestão para trabalhos futuros.....	76
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77

1 INTRODUÇÃO

Segundo Velloso e Lopes (2010) fundações são elementos estruturais que transmitem as cargas provenientes das edificações para as camadas de solo, sem que haja ruptura e deformações excessivas. Podem ser classificadas quanto à profundidade de assentamento da base ou da ponta, sendo divididas em rasas (sapatas, sapatas corridas, sapatas associadas, blocos e *radiers*) e profundas (estacas e tubulões) ou quanto a forma em que é feita a transmissão de carga, separadas em diretas (sapatas, blocos, tubulões) e indiretas (estacas).

Antes de realizar o dimensionamento é importante que se faça uma investigação do subsolo para traçar o perfil geológico geotécnico e assim calcular a tensão admissível do solo em que vão ser apoiadas as fundações. Neste trabalho, foi utilizado o método direto, com a utilização do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) e do método semidireto, através do *Pressuremeter Ménard Test* (PMT).

As dimensões da base das fundações são calculadas com base na capacidade de carga do solo, ou seja, a tensão máxima que provoca a ruptura do maciço de solo. Teixeira e Godoy (1998) propuseram um método que calcula a capacidade de carga através do ensaio SPT e Menard (1963) propôs um método que calcula pelo ensaio PMT.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) o recalque de uma sapata é o deslocamento vertical para baixo em relação a um referencial fixo, como um topo rochoso. Ao utilizar os dados obtidos no ensaio SPT, o recalque é estimado pelo método de Schmertmann (1978). Já no caso do ensaio do ensaio PMT adotou-se a estimativa pelo método de Menard e Rousseau (1962).

O ensaio PMT é muito utilizado na Europa e nos Estados Unidos (onde é normatizado), porém no Brasil é frequente o uso do ensaio SPT, por ser um ensaio de baixo custo e também pelo fato de ter mais correlações e informações.

Nesse sentido, pretende-se neste trabalho realizar o dimensionamento de fundações diretas por sapatas, calculando as dimensões da base, alturas, recalques e as armaduras necessárias, utilizando os ensaios SPT e PMT. Com isso, será apresentado um estudo comparativo entre as fundações calculadas por meio destes ensaios de campo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Fundações

Segundo Velloso e Lopes (2010) a engenharia de fundações é composta pelos conhecimentos geotécnicos (Geologia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas) somados aos cálculos estruturais (análise estrutural e dimensionamento de estruturas em concreto armado, aço, mistos e madeira).

Segundo Pereira (2018) as fundações são elementos estruturais, que apresentam a finalidade de transmitir as cargas provenientes das edificações para as camadas de solo, sem que haja a ruptura do terreno.

A ABNT NBR 6122:2010 trata dos critérios associados ao projeto e execução de fundações para todos os tipos de estruturas da engenharia civil, como residências, edifícios em geral, pontes, viadutos e outros. As obras especiais, como plataformas e linhas de transmissão também são regidas por essa norma, associada a normatização específica.

Segundo Velloso e Lopes (2010), há diferentes formas de se classificar os vários tipos de fundações. Uma delas considera a profundidade da ponta ou da base do elemento estrutural de fundação, separando em fundações rasas ou superficiais, que são implantadas a menos de três metros de profundidade (sapatas, sapatas corridas, sapatas associadas, blocos e *radiers*) e em fundações profundas, que segundo a ABNT NBR 6122:2010, são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes a menor dimensão da base e pelo menos a três metros de profundidade (estacas e os tubulões).

Outra forma de classificação das fundações se baseia no modo de transferência de carga para o solo, separando-as em fundações diretas, que transmitem as cargas para o terreno diretamente pela base (sapatas, blocos, *radiers* e tubulões) e em fundações por estacas, que transferem as cargas para o maciço de solo essencialmente por atrito lateral ao longo do fuste.

A maioria dos projetos realizados conta com a utilização de fundações rasas, devido ao baixo consumo de materiais e por não ter a necessidade de utilização de maquinário, tendo um baixo custo de execução final. Contudo, as fundações profundas são necessárias quando o solo tem uma capacidade de carga superficial baixa para o projeto proposto (NUERNBERG, 2017).

Antes de desenvolver um projeto em fundações é importante realizar um estudo topográfico da região (planialtimétrico), obter dados de construções vizinhas, prevendo possíveis consequências de escavação e vibrações excessivas, assim como fazer uma investigação do subsolo (preliminar, complementar e de execução) com o intuito de se obter

sucesso na execução da fundação, sem complicações por desmoronamento de encostas, de obras vizinhas e da nova fundação em construção (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.2 Processos de investigação do subsolo

Segundo Marangon (2018) a participação do projetista de fundações é fundamental no processo de investigação do subsolo, pois a sua experiência o credencia na melhor escolha do processo de investigação, buscando otimizar custo e tempo, porém na prática não é assim e é entregue ao projetista apenas um conjunto de sondagens. Quando isso acontece e o projetista tem dificuldades no desenvolvimento do projeto é necessária uma investigação complementar.

Segundo Lemes (2018) podem ser feitos três métodos de prospecção geotécnica. O método direto, que para traçar o perfil geológico-geotécnico são utilizadas ferramentas e retirada de amostras do solo, como poços, sondagem a trado e a sondagem a percussão com o SPT. O método semidireto, onde são utilizadas ferramentas, porém não ocorre a retirada de amostras do solo, tais como o ensaio de palheta (ou *Vane Test*), o ensaio de penetração de cone (CPT) e PMT. Por fim, tem-se o método indireto baseado na geofísica, que não se utiliza de retirada de amostras do solo e as propriedades das camadas são obtidas indiretamente pela resistividade elétrica ou pela velocidade de propagação de ondas, tais como a sísmica de refração e o radar de penetração do solo (GPR).

Uma investigação adequada do subsolo pode ser separada basicamente em três etapas: preliminar, complementar e execução.

A investigação preliminar tem como principal objetivo conhecer as características do subsolo por meio de sondagens a percussão com espaçamentos regulares, que apresentam um furo a cada quinze ou vinte metros e a profundidade deve caracterizar o embasamento rochoso.

Na investigação complementar, tem-se como objetivos esclarecer as feições do subsolo e caracterizar as propriedades mais importantes dos solos. Nesta fase, executam-se mais sondagens, fazendo com que o número de sondagens esteja de acordo com a norma, além da execução de sondagens mistas para a retirada de amostras indeformadas, que podem ser utilizadas em ensaios de laboratórios.

Por fim, a investigação na fase de execução visa confirmar as condições de projeto em áreas críticas da obra, como em pilares de pontes, ou pela grande variação de solo. Outra

necessidade dessa etapa é caso se encontre alguma dificuldade na execução da fundação (VELLOSO; LOPES, 2010).

Segundo a ABNT NBR 8036:1983 o número de sondagens varia de acordo com a área (TABELA 01).

Tabela 01 – Número de sondagens de acordo com a área do lote.

A (m ²)	Nº sondagens
$A \leq 200$	2
$200 < A \leq 400$	3
$400 < A \leq 1200$	1 para cada 200m ²
$1200 < A \leq 2400$	1 para cada 400m ²
$A > 2400$	De acordo com plano da obra

Fonte: ABNT NBR 8036:1983

No Brasil, o método de investigação do subsolo mais utilizado para projetos de fundações diretas e profundas é o ensaio SPT por ser considerado um ensaio de baixo custo e já ser utilizado há muito tempo no país (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Outro ponto que favorece a preferência pelo ensaio SPT é a falta de normas brasileiras para outros ensaios, como o PMT, que no Brasil utilizam-se as normas francesas e americanas.

O PMT é um ensaio muito sofisticado, todavia na Europa é muito utilizado por ser normatizado em muitos países, tornando-se uma alternativa ao ensaio padrão SPT (VASCONCELOS, 2018).

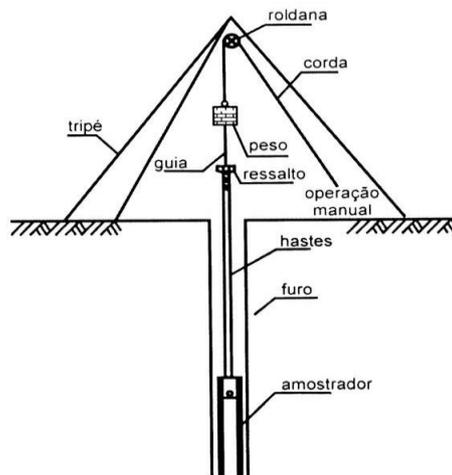
2.2.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT

A ABNT NBR 6484:2001 descreve o método de execução de sondagem de simples reconhecimento de solos com o SPT, que na engenharia civil determina os tipos de solos em cada profundidade, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro.

O ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação, utilizando a queda de um peso de sessenta e cinco quilogramas a uma altura de 75 centímetros. O valor do N_{SPT} é o número de golpes necessários para o amostrador penetrar 30 centímetros, após ter cravado inicialmente 15 centímetros. Outro objetivo do ensaio é a coleta de amostras de solo a cada metro por meio de amostradores com diâmetro de cinquenta milímetros (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os equipamentos que compõem o sistema de sondagem SPT são divididos basicamente em seis peças distintas: amostrador, hastes, martelo, torre de sondagem, cabeça de bater e o conjunto de perfuração (FIGURA 01).

Figura 01 – Equipamentos de sondagem SPT.



Fonte: Loja SPT equipamentos de sondagem (2019).

Segundo a ABNT NBR 7250:1982 através das amostras de solo recolhidas no ensaio SPT obtém-se a classificação do solo (TABELA 02).

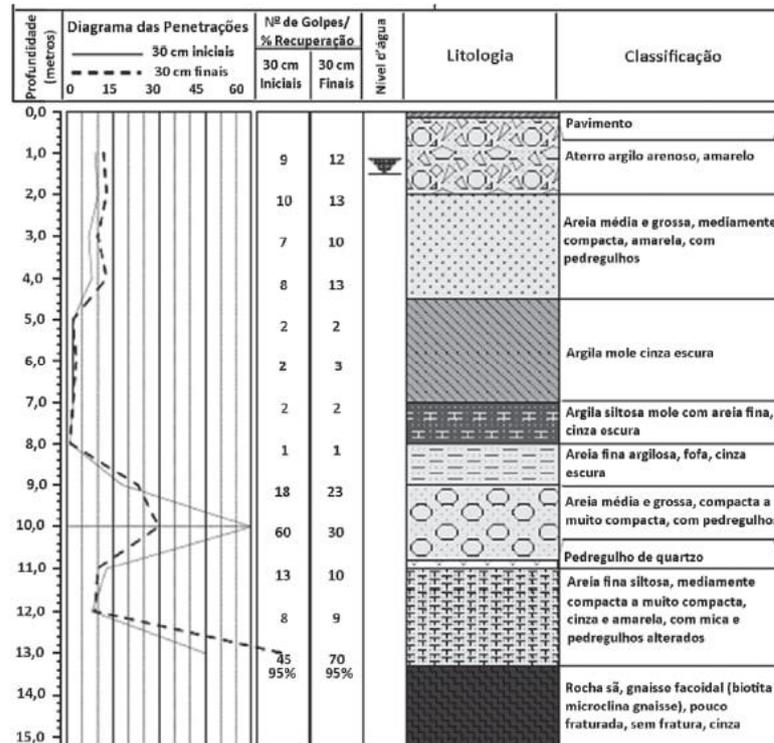
Tabela 02 – Classificação do solo quanto ao número de golpes.

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
	< 4	fofa
	5-8	pouco compacta
Areia e silte arenoso	9-18	mediamente compacta
	19-40	compacta
	> 40	muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	muito mole
	3-5	mole
	6-10	média
	11-19	rija
	> 19	dura

Fonte: ABNT NBR 7250:1982.

Com os valores de N_{SPT} a cada metro de profundidade deve-se plotar um gráfico com o valor do N_{SPT} versus profundidade (FIGURA 02).

Figura 02 – Resultados do ensaio SPT



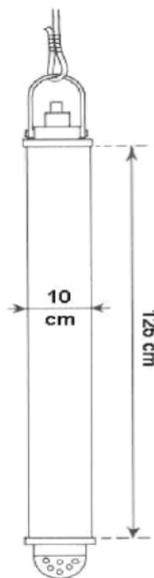
Fonte: Pereira (2018).

A capacidade de carga das fundações é calculada a partir das informações da Figura 02 (N_{SPT} e peso específico do solo) e da profundidade de assentamento da sapata (D). O processo de cálculo será mais detalhado na Seção 2.3.

2.2.2 Ensaio pressiométrico

Segundo Cândido (2016), o primeiro pressiómetro foi desenvolvido pelo alemão Kogler no ano de 1933. O aparelho mede a quantidade de gás necessária para expandir a sonda, porém Kogler teve dificuldade em calcular o volume injetado e a distribuição de tensões, sendo a sua teoria muito simples e com erros, que consistia em uma sonda cilíndrica fixada por dois discos metálicos (FIGURA 03).

Figura 03 – Primeira sonda pressiométrica feita por Kogler.



Fonte: Cândido (2016).

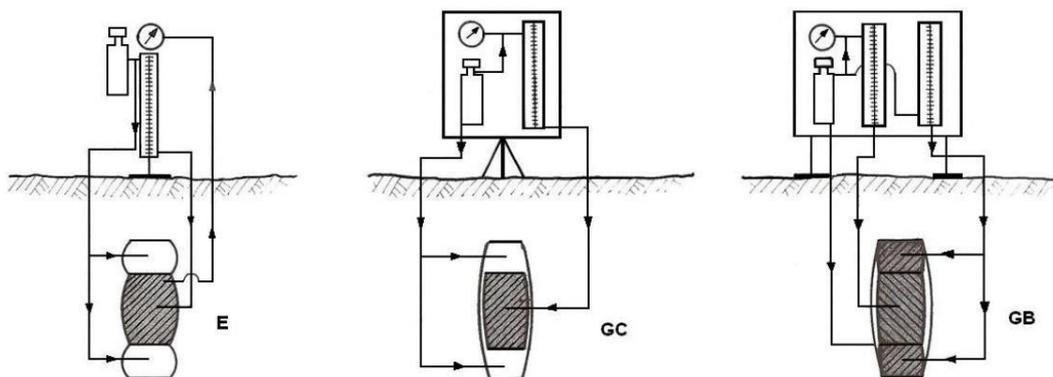
Em 1955, o francês Ménard construiu o pressiômetro pré-perfurador e conseguiu obter as propriedades de deformação do solo “*in situ*”, sendo adotado até os dias atuais (SILVA, 2001).

Segundo Araújo (2001), existem três tipos de pressiômetros de Ménard. O primeiro, conhecido como tipo E foi o primeiro modelo e não está mais no mercado. O segundo é o tipo GC, modelo mais utilizado, e tem seu uso para ensaios em solos. Por fim tem-se o tipo GB, utilizado para ensaios em rochas.

O pressiômetro de Ménard do tipo GC é composto por manômetros, medidor de volume, controle de pressão-volume, gás comprimido e uma célula localizada no interior da sonda (os vazios nas extremidades formam as células de guarda), como mostra na Figura 04.

O ensaio consiste na aplicação de uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, promovendo expansão no sentido radial da massa de solo. Por fim é possível a determinação do seu comportamento tensão-deformação (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

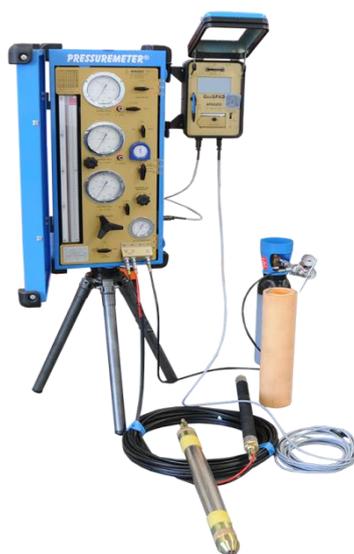
Figura 04 – Tipos de pressiômetros de Ménard.



Fonte: Adaptado de Baguelin, 1978.

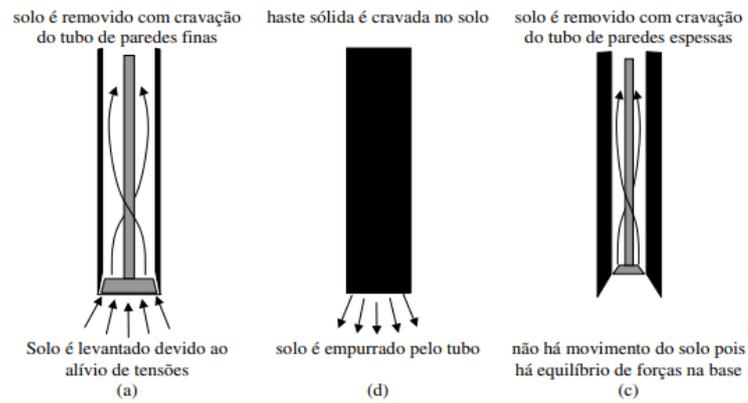
Atualmente existem diversos tipos de pressiômetros no mercado, sendo a principal diferença entre eles, o método de instalação da sonda. Os pressiômetros de pré-furo são utilizados mediante a uma perfuração no solo para a passagem da sonda, sendo o modelo mais importante o pressiômetro de Ménard (FIGURA 05). Já os pressiômetros autoperfurantes (SBPM) minimizam os efeitos de perfuração do solo ao redor da sonda, como mostra a Figura 06 (SILVA, 2001). Por fim, os pressiômetros de cravação (PC) são empurrados diretamente no solo (FIGURA 07).

Figura 05 – Pressiômetro de Ménard.



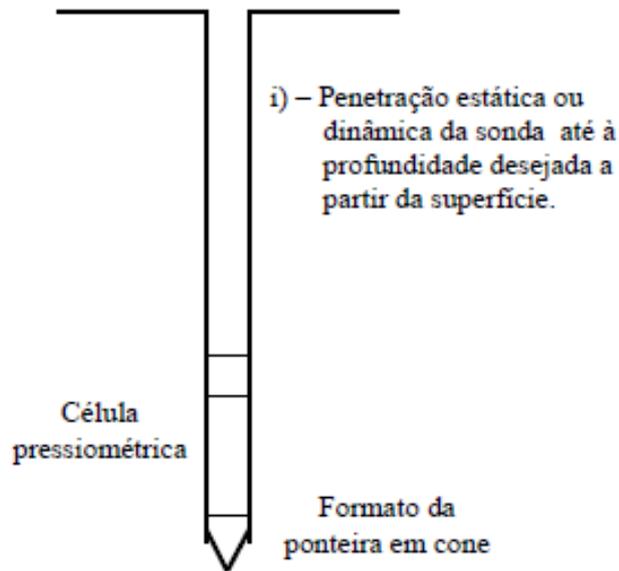
Fonte: Penna (2016).

Figura 06 – Pressiômetro autoperfurante.



Fonte: Bello (2004).

Figura 07 – Pressiômetro de cravação.



Fonte: Silva (2001).

Dentre as normas do ensaio pressiométrico, destacam-se as francesas e as americanas (TABELA 03).

Como no Brasil não se tem normas para o ensaio pressiométrico, utilizam-se as normas francesas e americanas.

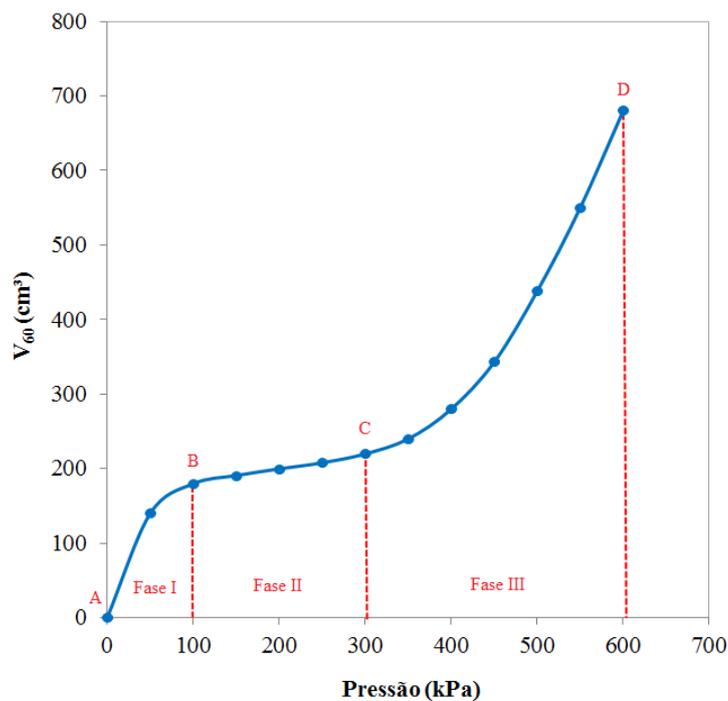
Tabela 03 – Normas do ensaio pressiométrico.

Ano	País	Código	Nome
1991	França	NF P 94 110	Sols: reconnaissance et essais, Essai pressiométrique Ménard
2000	França	NF P 94 110-1	Sols: reconnaissance et essais, Essai pressiométrique Ménard, Partie 1: essai sans cycle
		NF P 94 110-2	Sols: reconnaissance et essais, Essai pressiométrique Ménard, Partie 2: essai sans cycle
1987	EUA	ASTM D4719-87	Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils
2000	EUA	ASTM D4719-00	Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils
2007	EUA	ASTM D4719-07	Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils

Fonte: Cândido (2016).

Após ter em posse os valores plotados das pressões *versus* volume é traçado um gráfico (FIGURA 08).

Figura 08 – Curva pressiométrica.



Fonte: Cândido (2016).

A fase 1 compreende o trecho AB, que faz parte do início do ensaio, trecho em que a sonda do ensaio está em repouso e começa expandir, encostando na parede do furo, sendo o ponto B o estado de tensão inicial do solo.

Na fase 2 (trecho BC) tem-se um trecho linear, conhecido como pseudoelástico linear, no qual o material encontra-se em regime de pequenas deformações, podendo assim aplicar a teoria da elasticidade para calcular os parâmetros de deformabilidade do solo. O ponto B é conhecido como o ponto inicial do ensaio, encontrando valores de pressão inicial (P_0) e volume inicial (V_0), e o ponto C é conhecido como ponto de fluência, quando termina o trecho linear, tendo pressão (P_f) e volume (V_f).

Por fim, na fase 3 (trecho CD) ocorrem grandes deformações, deixando de ser proporcionais às tensões aplicadas, e o material apresenta um comportamento elastoplástico. Nesta fase é encontrada a pressão limite (P_l), utilizada para calcular parâmetros de resistência do material.

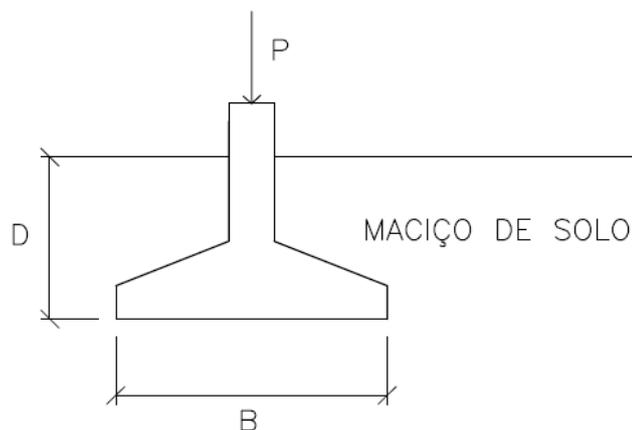
2.3 Capacidade de carga de fundações diretas

A tensão que uma sapata provoca no maciço de solo é obtida a partir da Equação 01.

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \quad (01)$$

Onde, σ é a tensão provocada no solo, P é a carga de compressão exercida na sapata, proveniente dos pilares e B e L são largura e comprimento da sapata, respectivamente.

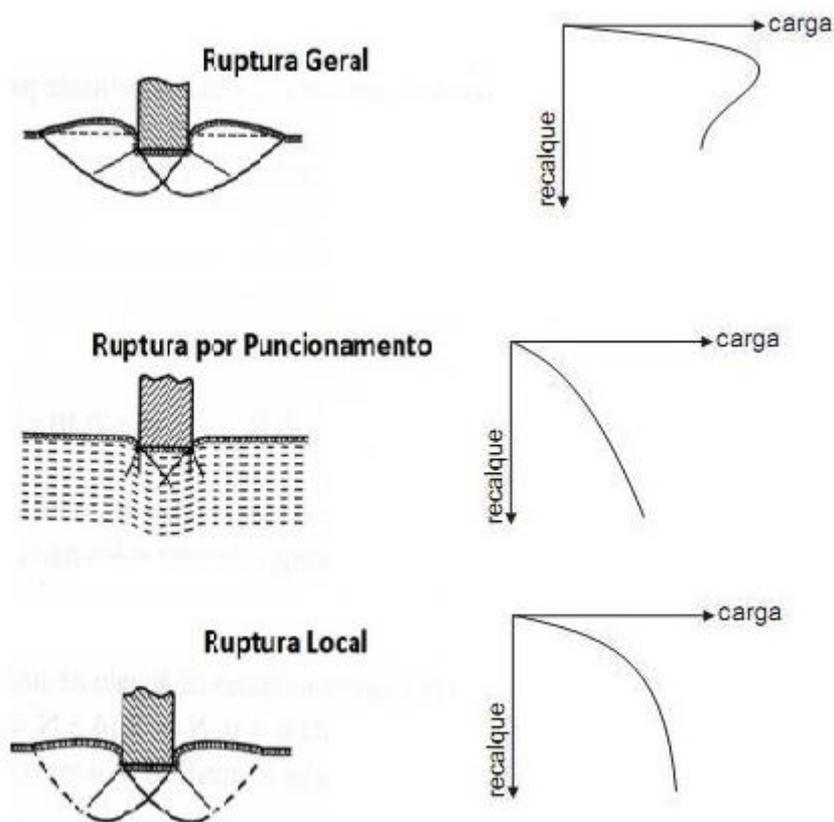
Figura 09 – Relação solo-sapata.



Quanto maior for a carga P aplicada na sapata, maior a tensão gerada no solo, até um momento em que ele rompe (FIGURA 09). Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) a capacidade de carga é a tensão máxima que provoca o rompimento do maciço de solo em que a fundação esta embutida.

Esse rompimento pode ser causado de três modos, conforme a Figura 10. O primeiro é por ruptura geral, que é do tipo frágil, em que a sapata tomba, levantando o solo e acontece nos solos mais resistentes (menos deformáveis), como no caso das areias compactas e argilas rijas. O segundo é por ruptura de puncionamento, que é do tipo dúctil, deslocando a sapata para baixo (penetrando mais no solo), ocorrendo nos solos mais deformáveis (menos resistentes), o caso das areias fofas e argilas moles. Por fim tem-se a ruptura local, que segundo Vesic (1975) é calculada pela média da capacidade de carga para as condições de ruptura por puncionamento e geral, que representa solos intermediários.

Figura 10 – Modos de ruptura.



Dentre os métodos para determinação da capacidade de carga do solo, destacam-se os métodos teóricos, os semi-empíricos a prova de carga em placa.

2.3.1 Métodos teóricos.

Segundo a ABNT NBR 6122: 2010 é possível aplicar métodos analíticos para encontrar a capacidade de carga nos domínios de validade de sua aplicação.

As formulações mais conhecidas são as propostas por Terzaghi, Meyerhof, Skempton e Brinch Hansen e são baseadas no tipo de ruptura que o solo possa apresentar.

Dentre elas destaca-se a teoria de Terzaghi, que possui três hipóteses básicas: (i) utilização de uma sapata corrida ($L \geq 5B$); (ii) a profundidade de embutimento é menor que a largura (B) da sapata, permitindo desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do assentamento da sapata e (iii) o maciço sob a sapata é considerado rígido, apresentando ruptura geral.

A capacidade de carga do sistema sapata-solo é calculada através da superposição de efeitos feita por Terzaghi, como mostra a Equação 02.

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

Onde as três parcelas representam a coesão, sobrecarga e o peso específico efetivo, respectivamente. Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são adimensionais e dependem do ângulo de atrito (ϕ).

Após alguns anos, Terzaghi fez um melhoramento em seu modelo e criou os fatores de ruptura, para quando a ruptura fosse por punção (introduzindo os parâmetros coesão c^* e o ângulo de atrito ϕ^*). Além disso, criou fatores, para levar em consideração a forma da sapata sendo quadrada ou circular (S_c , S_q , S_γ), como mostra a Equação 03 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

$$\sigma_r' = (c^* \times N_c' \times S_c) + (q \times N_q' \times S_q) + \left(\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma' \times S_\gamma\right) \quad (3)$$

2.3.2 Métodos semi-empíricos

Segundo a ABNT NBR 6122: 2010 os métodos semi-empíricos relacionam os resultados de ensaios com tensões admissíveis ou tensões de projeto. O ensaio mais utilizado é o SPT. Texeira e Godoy (1998) indicam a Equação 04 para calcular a tensão admissível em qualquer tipo de solo.

$$\sigma_{adm} = 20 \times N_{SPT,méd} + q \text{ [kPa]} \quad 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \quad (04)$$

Onde $N_{SPT,méd}$ é o número de golpes para cravar os trinta centímetros finais do amostrador, ao longo do bulbo de tensões (considerando o bulbo duas vezes o tamanho do lado, no caso de sapatas quadradas) e q é a sobrecarga, conforme a Equação 05, que pode ser considerada ou não no cálculo da tensão admissível.

$$q = \gamma \times D \quad (05)$$

Sendo γ , o peso específico efetivo do solo onde a sapata esta assentada e D a sua profundidade de assentamento.

Mello (1975) propõe a Equação 06 para o cálculo da tensão admissível e é aplicável para qualquer tipo de solo.

$$\sigma_{adm} = 0,1 \times \sqrt{N_{SPT} - 1} \text{ [MPa]} \quad 4 \leq N_{SPT} \leq 16 \quad (06)$$

Outro ensaio utilizado é o PMT e para o cálculo da capacidade de carga (Q_u) é necessário obter os parâmetros V_l e P_l .

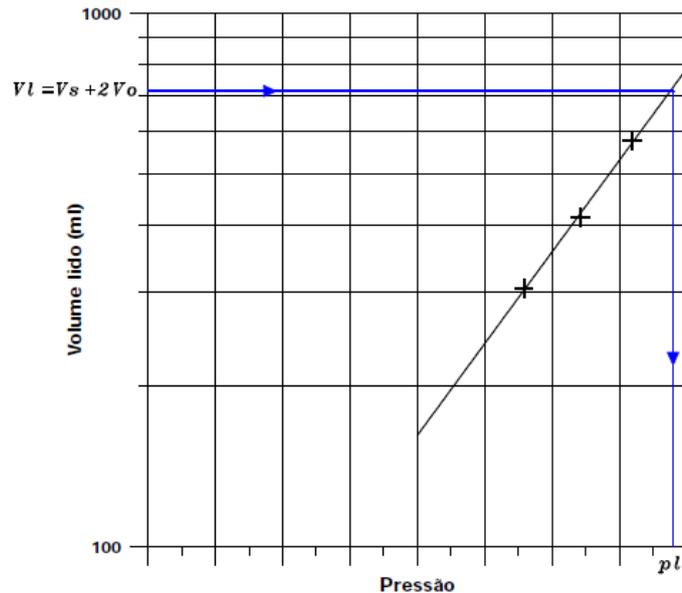
O volume limite (V_l) é encontrado quando o pressômetro se expande com um volume igual ao da sonda (V_s) mais duas vezes o volume inicial (V_0), como mostra a Equação 07.

$$V_l = V_s + 2 \times V_0 \quad (07)$$

A pressão limite (P_l) é a máxima pressão em um ensaio no qual a cavidade iria se expandir indefinidamente, que na prática não seria possível, pois a membrana é limitada em 700 cm^3 . Logo, a pressão limite é obtida extrapolando a curva para um caso hipotético de um volume tendendo ao infinito (V_l).

Segundo a ASTM D471:2007 é possível encontrar a pressão limite utilizando um gráfico semilogarítmico onde são plotados os últimos três pontos do ensaio (p;V), sendo o volume plotado em escala logarítmica, então é feita uma interpolação até o valor correspondente ao V_1 e é encontrada P_1 (FIGURA 11).

Figura 11 – Gráfico semilogarítmico para pressão limite.



Fonte: Araújo (2001).

A pressão limite líquida equivalente (P_{le}) é a média geométrica dos resultados dos “n” ensaios pressiométricos executados em uma zona de 1,5 B abaixo da cota de assentamento da sapata, como mostra a Equação 08.

$$P_{le} = [(P_l - P_0)_1 \times (P_l - P_0)_2 \times (P_l - P_0)_n]^{1/n} \quad (08)$$

A profundidade de embutimento (He) é calculada segundo a Equação 09.

$$He = \left[\frac{1}{P_{le}} \right] \times \sum [(P_l - P_0)_i \times z_i] \quad (09)$$

Sendo z_i as espessuras das camadas onde foram realizados os ensaios e $(P_l - P_0)_i$ as pressões limites líquidas obtidas em profundidades diferentes.

Segundo Ménard (1963) o coeficiente de capacidade de carga (K_p) pode ser obtido levando em consideração He , a largura da base da sapata (B) e as condições e tipo de solo

dentro da zona de influência. Esse fator segue de acordo com o formato da base da sapata (TABELA 04).

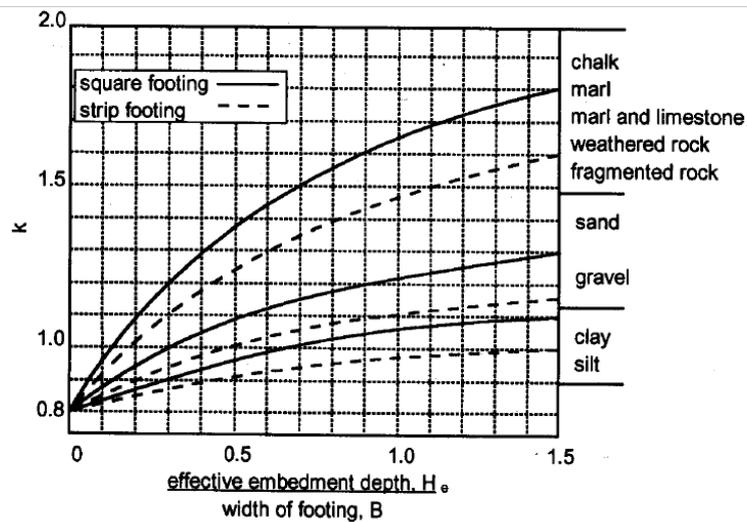
Tabela 04 – Fator de capacidade de carga K_p .

Tipo de base	Valor de K_p
Quadrada ou circular	K_p
Corrida	$\frac{K_p}{1,2}$
Retangular	$\frac{K_p}{1,2} + \frac{K_p}{0,6} * \frac{B}{L}$

Fonte: Clarke (1995).

Após calcular a relação H_e/B é possível obter o valor de K_p por meio do ábaco da Figura 12.

Figura 12 – Ábaco para obter o coeficiente K_p .



Fonte: Clarke (1995).

Por fim Q_u é encontrado a partir da Equação 10.

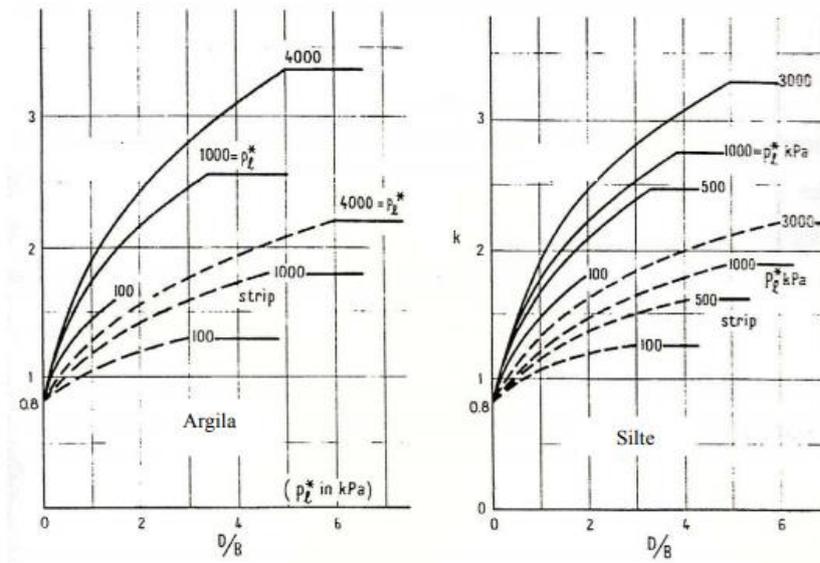
$$Q_u = K_p \times P_{le} + \sigma_v \quad (10)$$

Onde σ_v a tensão vertical na profundidade de assentamento da sapata, conforme apresenta a Equação 11.

$$\sigma_v = \gamma \times H_e \quad (11)$$

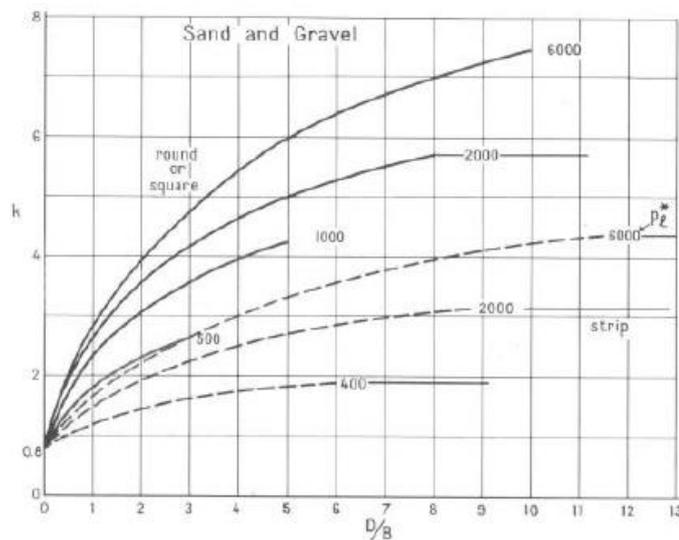
Segundo Banguelin, Jézéquel e Shields (1978) o K_p pode ser obtido a partir de P_{1c} e da relação D/B sendo D a profundidade de assentamento adotada da sapata e B a largura da sapata. O coeficiente é obtido pelo ábaco conforme mostra as Figuras 13 e 14.

Figura 13 – Ábaco para obter K_p – argilas e siltes.



Fonte: Clarke (1995).

Figura 14 – Ábaco para obter K_p – Areias e pedregulhos.



Fonte: Banguelin, Jézéquel e Shields (1978).

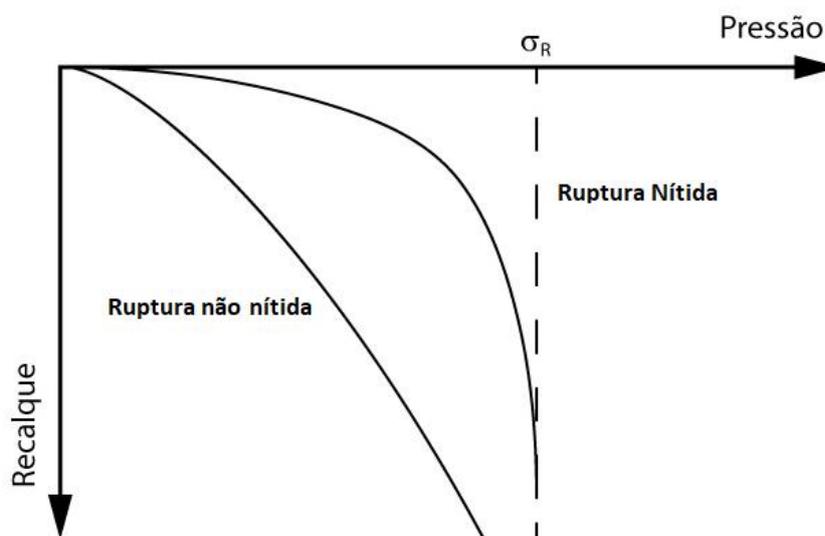
Analogamente é encontrado Q_u e σ_v com as Equações 10 e 11, respectivamente, apenas trocando He por D no método de Banguelin.

2.3.3 Prova de carga em placa

Segundo a ABNT NBR 6489: 1984 o ensaio consiste na instalação de uma placa rígida de aço com diâmetro de 0,8 m na mesma cota do projeto das sapatas e posteriormente faz-se a aplicação de cargas, em estágios, medindo-se simultaneamente os recalques.

Da prova de carga, obtém-se uma curva tensão *versus* recalque, cujos comportamentos típicos são: (i) ruptura nítida, sendo que a ruptura ocorre quando a reta tende ao infinito e (ii) ruptura não nítida, em que as tensões são crescentes com os recalques, exigindo um critério arbitrário para definir a ruptura, como o método de Terzaghi (1942), que considera a tensão de ruptura no ponto em que se inicia o trecho retilíneo da curva (FIGURA 15).

Figura 15 – Ruptura nítida e não nítida do solo.



Fonte: Marinho (2019)

2.4 Recalques

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) o recalque de uma sapata é o deslocamento vertical para baixo em relação a um referencial fixo, como um topo rochoso. Ao aplicar carga em uma fundação é inevitável que ocorra recalque, por isso é necessário fazer estimativa de recalque e adequar o projeto para que os recalques sejam menores do que os valores admissíveis. Na maioria das vezes, os recalques chegam a poucos milímetros, mas pode acontecer, em casos excepcionais, de serem milhares de milímetros.

Os recalques podem ser classificados em total ou absoluto (ρ), que é medido em cada sapata separadamente, como mostra a Equação 12.

$$\rho = \rho_i + \rho_c \quad (12)$$

Sendo ρ_i o recalque imediato proveniente de deformações a volume constante, processando-se rapidamente em condições não-drenadas em argilas e em condições drenadas em areias. E ρ_c o recalque de adensamento, que é utilizado a fórmula de Terzagui para encontrar o recalque final de adensamento e parcial para um determinado tempo t .

O recalque diferencial ou relativo (δ) pode ser calculado entre duas sapatas, conforme a Equação 13.

$$\delta = |\rho_j - \rho_i| \quad (13)$$

O recalque distorcional, que compara a distorção entre pilares adjacentes, pode ser calculado seguindo a Equação 14.

$$\left(\frac{\delta}{l_{ij}}\right) = \frac{|\rho_i - \rho_j|}{l_{ij}} \quad (14)$$

Onde o limite do recalque distorcional pode ser estabelecido conforme a Tabela 05.

Tabela 05 – Limites recalque distorcional.

ESTADOS LIMITES	Recalque distorcional limite
ELU	$\leq 1/150$
ELS	$\leq 1/300$

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

2.4.1 SPT

A partir dos dados obtidos com o ensaio SPT é possível calcular o recalque imediato através do método de Schmertmann (1978).

Após definir a base da sapata para cada pilar, é calculada a tensão com a Equação 01, a sobrecarga com a Equação 05 e assim a tensão líquida (σ^*) com a Equação 15.

$$\sigma^* = \sigma - q \quad (15)$$

O fator de influência máximo de deformação ($I_{ZMÁX}$) é obtido na profundidade (á partir da base da sapata) $Z = B/2$ para relação $L/B=1$ (base quadrada) e $Z= B$ para relação $L/B \geq 10$ (sapata corrida), como mostra a Equação 16.

$$I_{ZMAX} = 0,5 + 0,1x \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (16)$$

Sendo σ_v , a tensão vertical efetiva na profundidade Z , calculada a partir da sobrecarga e do peso específico do solo onde a sapata está assentada (Equação 17).

$$\sigma_v = q + Z x \gamma \quad (17)$$

É plotado um gráfico I_Z versus Z com três pontos: $Z = 0$ ($I_Z = 0,1$); $Z = B/2$ ($I_Z = I_{ZMÁX}$) e $Z_{MÁX} = 2B$ ($I_Z = 0$), determinados pelo formato da sapata ($L/B = 1$ - sapata quadrada) como mostra a Figura 16.

Depois de dividir as camadas do gráfico (ΔZ), é calculado o fator de influência no centro de cada camada, como mostram as equações 18 e 19.

$$I_Z = 0,1 + 2x(I_{ZMAX} - 0,1)x \frac{Z}{B} \quad \text{caso } Z \leq \frac{B}{2} \quad (18)$$

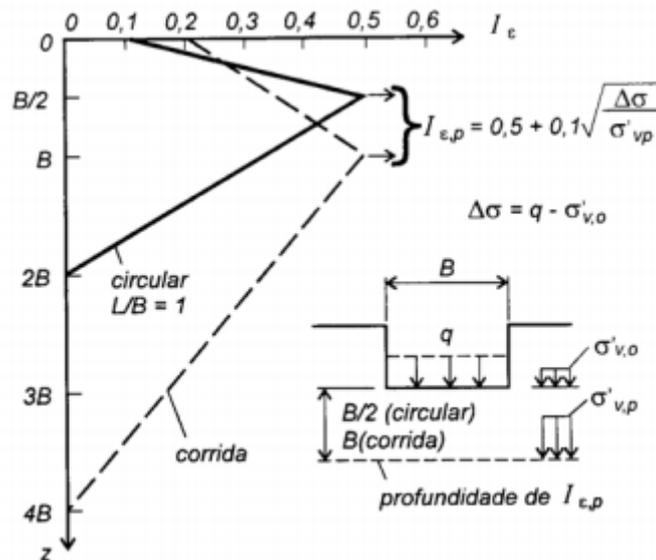
$$I_Z = \frac{2}{3}x I_{ZMAX}x(2 - \frac{Z}{B}) \quad \text{caso } \frac{B}{2} \leq Z \leq 2B \quad (19)$$

No caso das sapatas corridas o gráfico I_z versus Z é plotado nos seguintes pontos: $Z=0$ ($I_z=0,2$), $Z= B$ ($I_z = I_{zMAX}$) e $Z = 4B$ ($I_z = 0$). O fator de influência no centro de cada camada é feito conforme as Equações 20 e 21.

$$I_z = 0,2 + (I_{zMAX} - 0,2) \times \frac{Z}{B} \quad \text{caso } Z \leq B \quad (20)$$

$$I_z = \frac{1}{3} \times I_{zMAX} \times (4 - \frac{Z}{B}) \quad \text{caso } B \leq Z \leq 4B \quad (21)$$

Figura 16- Gráfico – Método de Schmertmann.



Fonte: Ribeiro (2009).

O módulo de deformabilidade do solo E_s pode ser obtido por meio da Equação 22.

$$E_s = \alpha \times K \times N_{SPT} \quad (22)$$

Sendo α e K parâmetros tabelados, como mostram as Tabelas 06 e 07, respectivamente.

Tabela 06 – Índice α .

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Schmertmann (1978).

Tabela 07 – Índice K.

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

Fonte: Schmertmann (1978).

Como um maior embutimento da sapata no solo pode reduzir em até 50% o recalque, é utilizado um fator de correção C_1 , como mostra a Equação 23.

$$C_1 = 1 - 0,5 x (q/\sigma^*) \geq 0,5 \quad (23)$$

O fator de correção C_2 esta relacionado com a parcela do recalque que se desenvolve com o tempo.

Por fim, o recalque imediato ρ_i pode ser encontrado a partir da Equação 24.

$$\rho_i = C_1 x C_2 x \sigma^* x \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} x \Delta Z \right) \quad (24)$$

Os valores limites para os recalques estão dispostos na Tabela 08.

Tabela 08 – Limite dos recalques.

Solo	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\rho_{m\acute{a}x}$ - sapatas isoladas (mm)	$\rho_{m\acute{a}x}$ - radiers (mm)
Areias	25	40	40 a 65
Argilas	40	65	65 a 100

Fonte: Adaptado de Burland (1977).

2.4.2 PMT

Segundo Ménard e Rousseau (1962), o recalque total (w) é calculado pela Equação 25.

$$w = \frac{q^*}{9 * E_m} * \left[2 * B_0 * \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha * \lambda_c * B \right] \quad (25)$$

Sendo que E_m é o módulo de Ménard abaixo da base da sapata (Equação 26), q^* é a tensão admissível líquida (Equação 27), B_0 é a largura de referência (utilizando 0,60 metros), α é o fator reológico que leva em consideração a razão do E_m pela pressão limite (P_1) como mostra a Tabela 10, por fim λ_d e λ_c são os fatores de forma e dependem da relação L/B, como mostra a Tabela 11.

$$E_m = 2 * (1 + \nu) * \left[V_S + \frac{(V_f - V_0)}{2} \right] * \left[\frac{(p_f - p_0)}{(v_f - v_0)} \right] \quad (26)$$

Sendo ν o coeficiente de Poisson, conforme mostra a Tabela 09 e V_S o volume da sonda.

$$q^* = \frac{\text{Carga do pilar}}{A_b} - q \quad (27)$$

Onde A_b é a área da base da sapata e q é a sobrecarga, calculada pela Equação 05.

Tabela 09 – Valores do coeficiente de Poisson.

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

Fonte: Hachich (1998).

Tabela 10 – Fator reológico α .

Tipo de solo	Descrição	E_m/P_t	α
Turfas	-	-	1
Argilas	Pré-adensadas	> 16	1
	Normalmente adensadas	9-16	0,67
	Amolgadas	7-9	0,5
Siltos	Pré-adensados	> 14	0,67
	Normalmente adensados	8-14	0,5
Areias	-	> 12	0,5
	-	7-12	0,33
Areias e pedregulhos	-	> 10	0,33
	-	6-10	0,25
Rochas	Muito fraturadas	-	0,33
	Sãs ou intactas	-	0,5
	Alteradas	-	0,67

Fonte: Adaptado de Clarke (1995).

Tabela 11 – Fatores de forma λ_d e λ_c .

Relação L/B	1		2	3	5	20
	Circular	Quadrada				
λ_d	1	1,2	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Fonte: Adaptado de Baguelin (1978).

2.5 Capacidade de carga admissível

Segundo a ABNT NBR 6122: 2010 a tensão admissível é a tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação direta, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc).

A segurança é garantida por um fator de segurança global (FS) aplicado ao valor médio de capacidade de carga, procedimento que consiste na verificação do Estado Limite Ultimo (ELU), como mostra a Equação 28, enquanto a limitação de recalque consiste na verificação do Estado Limite de Serviço (ELS).

A verificação do ELU pode ser feita através de métodos teóricos de capacidade de carga, como o de Terzaghi que utiliza fator de segurança igual a 3, métodos semiempíricos, pelo uso das correlações com SPT, que apresentam fator de segurança embutido, ou ainda pela prova de carga em placa, com interpretação de ruptura e aplicação de fator de segurança igual a 2, como mostra a Equação 28.

$$\sigma_{ADM} = \frac{Q_u}{FS} \quad (28)$$

Já para a verificação do ELS, nos dois primeiros casos é calculado o recalque e comparado com o recalque admissível. No terceiro caso é feita uma extrapolação do recalque da placa para poder comparar com o recalque admissível da sapata (CINTRA; AOKI; ALVIERO, 2011).

2.6 Dimensionamento estrutural de sapatas

Segundo Bastos (2016) o método das bielas para o projeto de sapatas foi proposto por Lebellet (1936), tendo sido elaborado através de ensaios experimentais. A carga é transferida do pilar para a sapata por meio de bielas de concreto comprimido, que provocam tensões de tração na base das sapatas, que devem ser resistidas por armaduras.

O cálculo da altura útil (d) é feito de três maneiras e sempre será adotado um valor maior ou igual ao encontrado pelas equações, como mostram as Equações 29 a 31.

$$d_1 \geq \frac{(B - b^*)}{4} \quad (29)$$

$$d_2 \geq 1,44 x \sqrt{\frac{P}{\sigma_a}} \quad (30)$$

$$d_3 \geq \frac{(A - a^*)}{4} \quad (31)$$

Sendo A e B os lados da sapata, a* e b* os lados do pilar, P a carga em cada pilar e σ_a a tensão proveniente de cada tipo de concreto (f_{ck}), como mostra a Equação 32.

$$\sigma_a = 0,85 x \frac{f_{ck}}{1,96} \quad (32)$$

As forças de tração na sapata nas duas direções (T_x e T_y) são calculadas através das Equações 33 e 34.

$$T_x = \frac{P x (A - a^*)}{8 x d} \quad (33)$$

$$T_y = \frac{P x (B - b^*)}{8 x d} \quad (34)$$

As áreas de aço (armadura) necessárias para cada sapata nas direções x e y são calculadas pelas Equações 35 e 36.

$$A_{sx} = \frac{1,61 x T_x}{f_{yk}} \quad (35)$$

$$A_{sy} = \frac{1,61 x T_y}{f_{yk}} \quad (36)$$

Sendo f_{yk} a tensão característica do aço.

O número de barras (n) é calculado após definir a seção da barra (\emptyset_{barra}), que pode ser alterada no dimensionamento em função do espaçamento das barras (e), como mostram as Equações 37 e 38. Segundo a ABNT NBR 6118: 2014, o $e_{\text{máx}}$ é 20 centímetros.

$$n = \frac{A_s}{\varnothing_{barra}} \quad (37)$$

$$e = \frac{(B - 2 \times c)}{(n - 1)} \quad (38)$$

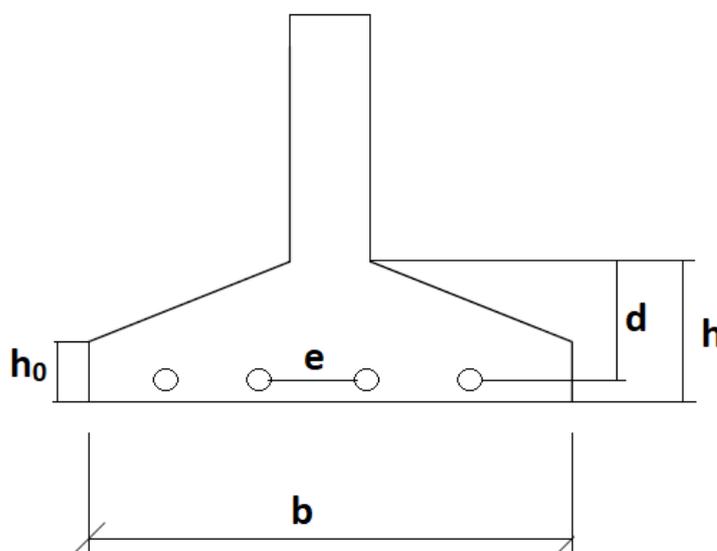
Sendo c o cobrimento do concreto na sapata.

A altura da sapata (h) e a altura da extremidade (h₀) são calculadas seguindo as Equações 39 e 40, respectivamente e são representadas na Figura 17.

$$h = d + c \quad (39)$$

$$h_0 = \frac{h}{3} \quad (40)$$

Figura 17 – Detalhamento da sapata.



Segundo a ABNT NBR 6118: 2014 o limite de rigidez da sapata é obtido em função de h, como mostra a Equação 41, assim como delimita que o valor de h₀ não pode ser inferior a 15 centímetros.

$$h_{rig} \geq \frac{(B - b^*)}{3} \quad (41)$$

O comprimento de ancoragem das barras (l_b) é obtido pela ABNT NBR 6118:2014 e leva em consideração a aderência das barras, se apresenta ou não gancho e o tipo de concreto utilizado (TABELA 12).

Tabela 12 – Comprimento de ancoragem (l_b).

\emptyset (mm)	C15		C20		C25		C30	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21
	33	23	28	19	24	17	21	15
8	61	42	50	35	43	30	38	27
	42	30	35	24	30	21	27	19
10	76	53	62	44	54	38	48	33
	53	37	44	31	38	26	33	23
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42
	66	46	55	38	47	33	42	29
16	121	85	100	70	86	60	76	53
	85	59	70	49	60	42	53	37

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A ancoragem da barra é dividida em duas partes. A primeira é disposta verticalmente em 90° ($l_{b,vert}$) e a segunda é feita de forma inclinada ($l_{b,incl}$), como mostram as Equações 42 e 43.

$$l_{b,vert} = h_0 - 10 \quad (42)$$

$$l_{b,incl} = l_b - l_{b,vert} \quad (43)$$

Por fim é feito o cálculo do comprimento efetivo (l_{ef}) conforme a Equação 44.

$$l_{ef} = (B - 2 \times c) + l_b \quad (44)$$

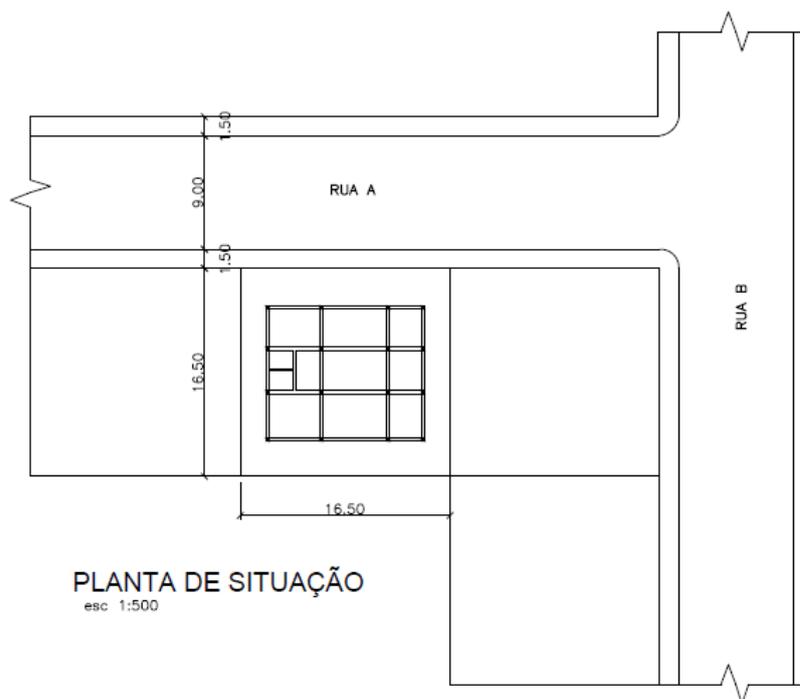
3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Material

A locação de sondagens e pilares, mapa de cargas e ensaios de campo (SPT e PMT) foram obtidos dos trabalhos de Araújo (2001), Silva (2008), Bueno, Lima e Röhm (1985), cujos ensaios foram realizados no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV).

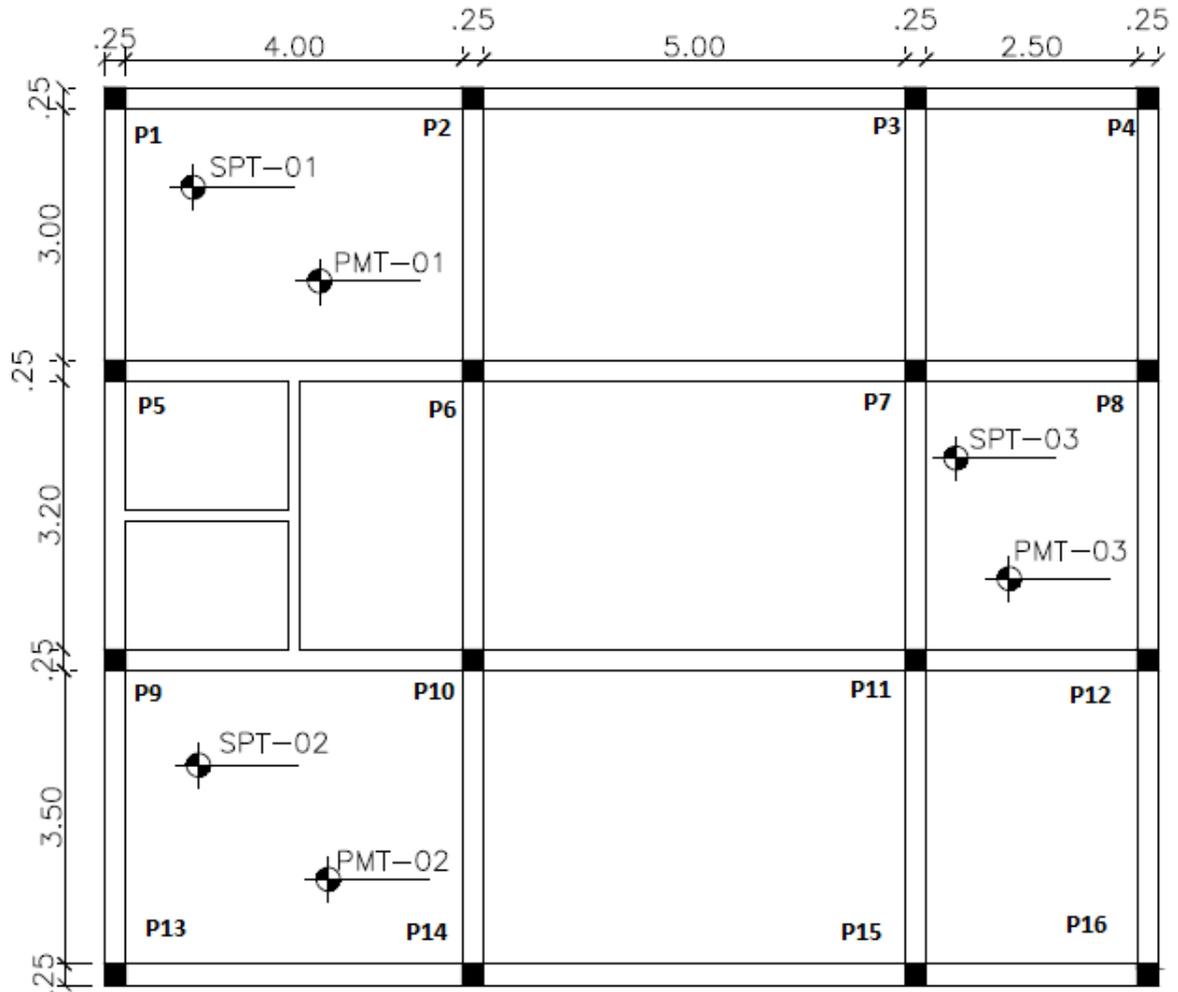
A planta de situação da área em estudo esta disposta conforme a Figura 18.

Figura 18 – Planta de situação.



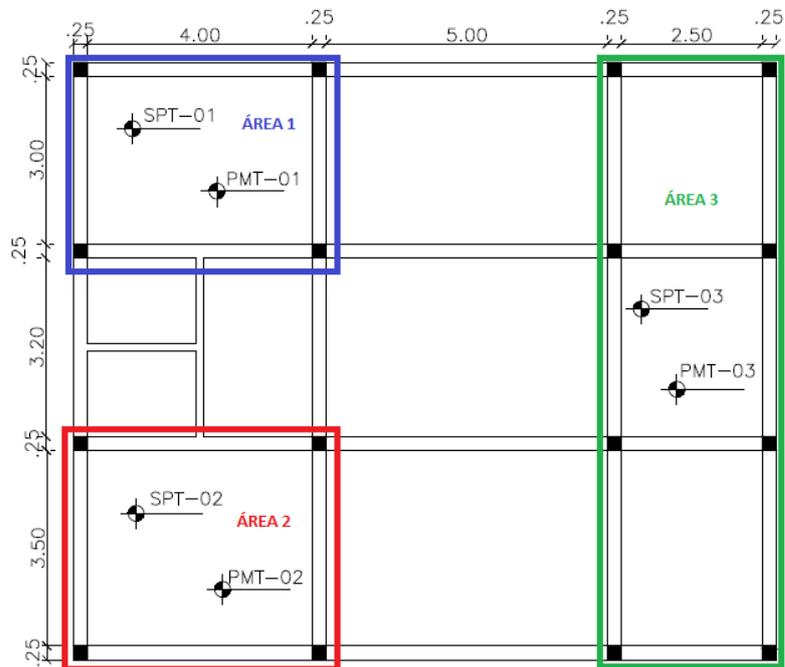
A Figura 19 mostra a locação dos pilares, dimensões de paredes e a locação dos ensaios SPT e PMT, sendo as cotas representadas em metros.

Figura 19 – Locação dos pilares e ensaios - ESC 1:150.



Segundo a ABNT NBR 6122:2010 dependendo das características geológicas e das dimensões do terreno é recomendado separar a área em regiões representativas que apresentem pequenas variações nas suas características geotécnicas (composição do solo, propriedades mecânicas, profundidade das camadas, etc). A área 1 engloba os pilares P1, P2, P5 e P6, referentes aos ensaios SPT-01 e PMT-01 e é representada pela cor azul. A área 2 engloba os pilares P9, P10, P13 e P14, referentes aos ensaios SPT-02 e PMT-02 e é representada pela cor vermelha. Por fim, a área 3 engloba os pilares P3, P4, P7, P8, P11, P12, P15 e P16, referentes aos ensaios SPT-03 e PMT-03 e é representada pela cor verde, como mostra a Figura 20.

Figura 20 – Áreas de influência.



Os parâmetros coletados nos ensaios SPT, estão dispostos nas Figuras 21, 22 e 23, referentes às sondagens SPT-01, SPT-02 e SPT-03, respectivamente.

Figura 21 – Sondagem – SPT-01.

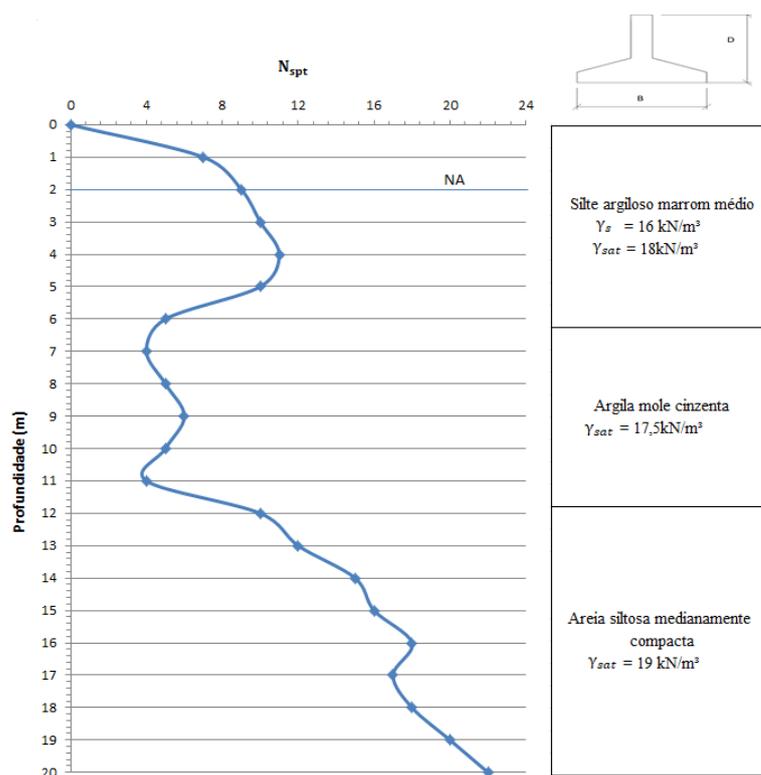


Figura 22 – Sondagem – SPT-02.

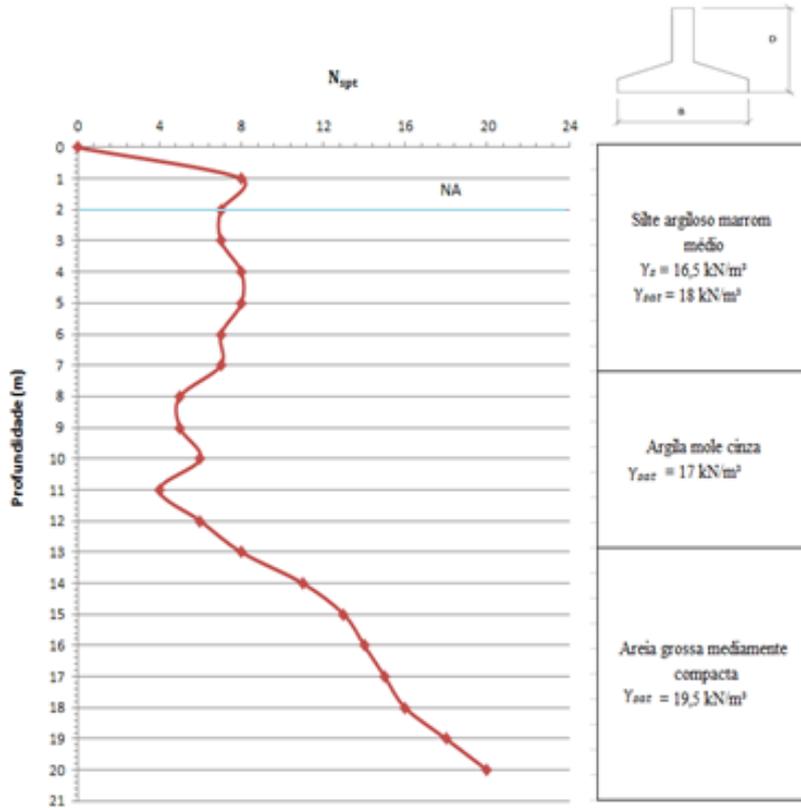
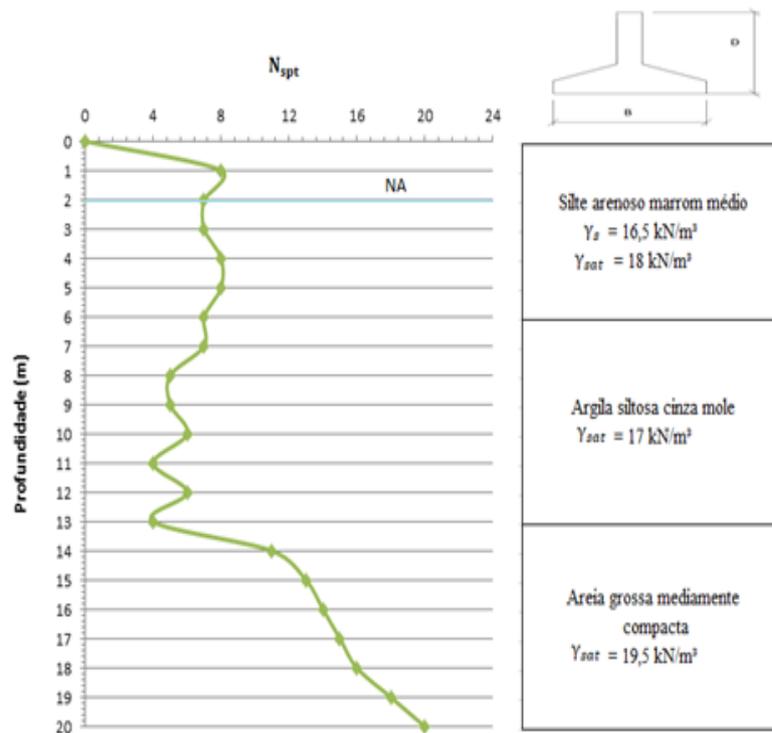


Figura 23 – Sondagem – SPT-03.



Os parâmetros coletados nos ensaios PMT estão dispostos nos Gráficos 01, 02 e 03, referentes aos ensaios PMT-01, PMT-02 e PMT-03, respectivamente.

Gráfico 01 – Ensaios pressiométricos – Área representativa 01.

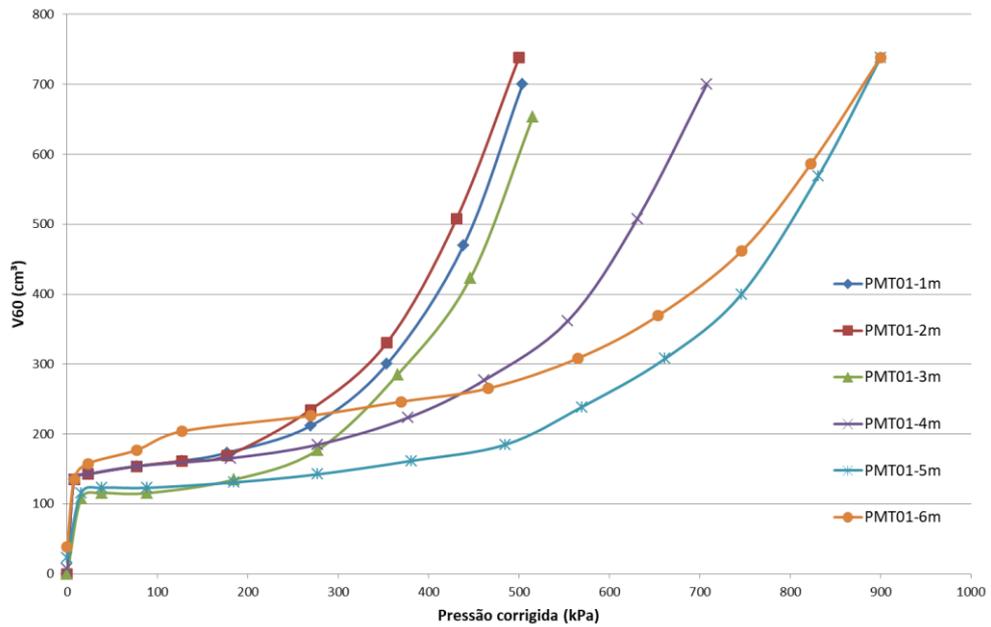


Gráfico 02 – Ensaios pressiométricos – Área representativa 02.

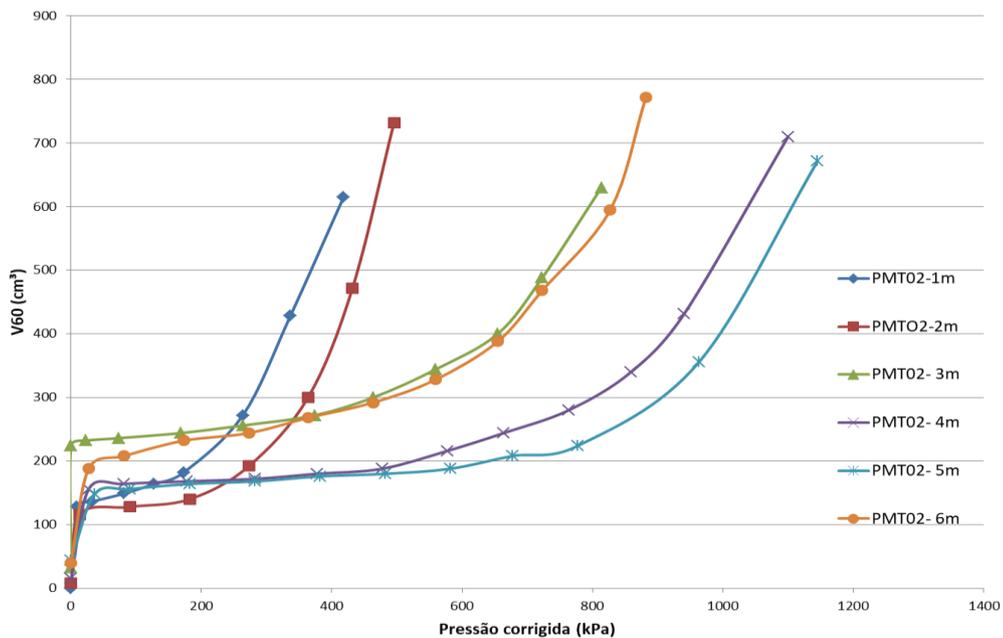
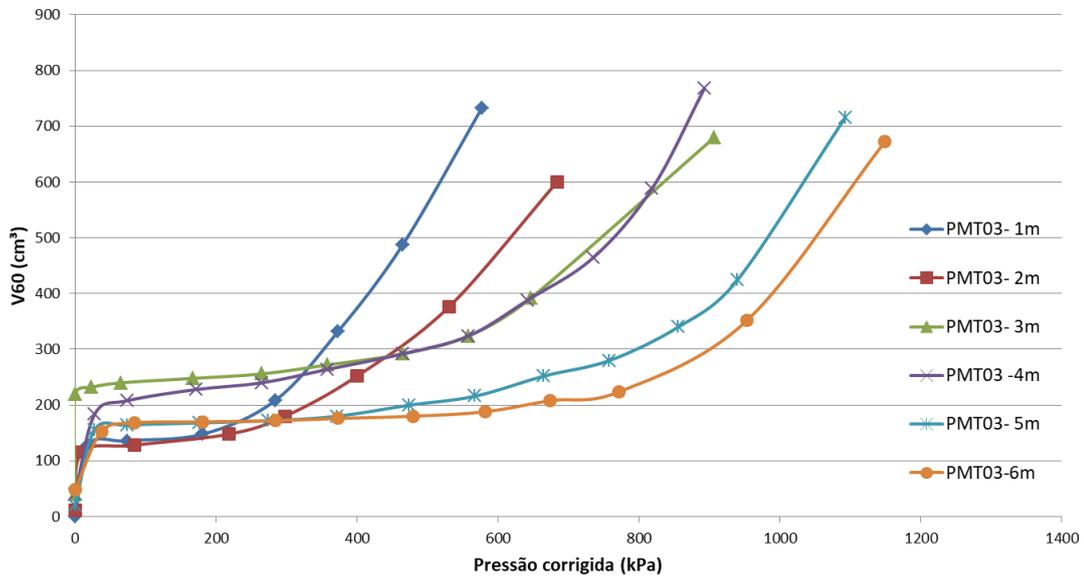


Gráfico 03 – Ensaio pressiométrico – Área representativa 03.



O mapa de cargas dos pilares está representado na Tabela 13.

Tabela 13 – Mapa de cargas.

Pilar	Seção (cm)	Carga (kN)
P1		300
P2		480
P3		390
P4		240
P5		510
P6		810
P7		585
P8	25x25	270
P9		555
P10		870
P11		645
P12		315
P13		360
P14		495
P15		420
P16		285

3.2 Métodos

3.2.1 Dimensionamento das fundações

O dimensionamento das fundações foi feito com base na estimativa da capacidade de carga e recalque por meio de formulações semiempíricas baseadas nos ensaios SPT e PMT.

3.2.1.1 Ensaio SPT

A partir dos dados do ensaio SPT foi possível dimensionar a base da sapata quadrada, assim como o recalque imediato sofrido pela mesma.

Primeiramente foi escolhida a profundidade de assentamento, respeitando que esta precisa ser menor ou igual ao dobro da menor dimensão da sapata, logo foi adotado um metro para os três pontos do ensaio e utilizando-se da Equação 05 pode-se calcular a sobrecarga (TABELA 14).

Tabela 14 – Profundidade de assentamento e sobrecarga – Área representativa 1.

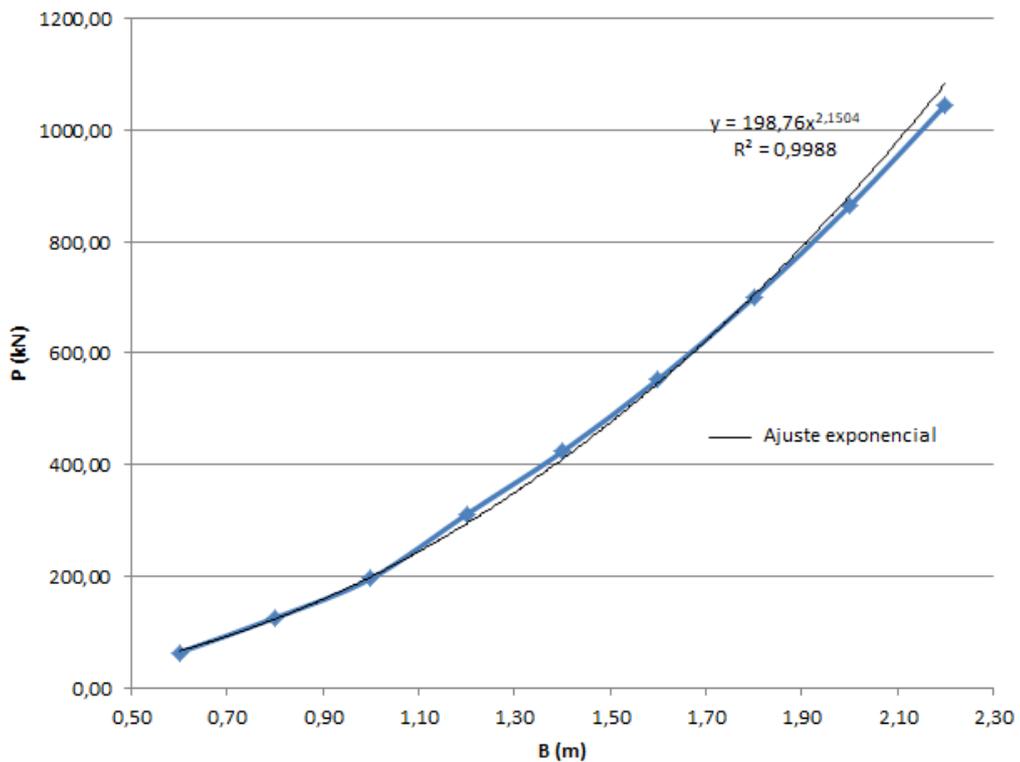
D (m)	γ_s (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	q (kPa)
1	16	18	16

Definida a cota de assentamento e conseqüente sobrecarga, para fins de cálculo e obtenção da curva “carga admissível *versus* menor dimensão da sapata (B)”, variou-se B de 0,60 metros até 2,2 metros para o ensaio 1 e até 3 metros para os ensaios das áreas representativas 2 e 3. A partir de cada dimensão B pode-se determinar a profundidade do bulbo de tensões, que para sapatas quadradas é 2B, assim pode-se encontrar o $N_{SPTMÉD}$ dentro de cada bulbo e a tensão admissível por meio da Equação 04. Utilizando a Equação 01 foi encontrada a carga P admissível para cada dimensão B adotada e plotado um gráfico “B x P”, como mostram a Tabela 15 e o Gráfico 04.

Tabela 15 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio SPT-01.

B(m)	Bulbo (m)	N_{SPT}	σ_{adm} (kPa)	A (m ²)	P (kN)
0,60	1,20	8	176	0,36	63,36
0,80	1,60	9	196	0,64	125,44
1,00	2,00	9	196	1,00	196,00
1,20	2,40	10	216	1,44	311,04
1,40	2,80	10	216	1,96	423,36
1,60	3,20	10	216	2,56	552,96
1,80	3,60	10	216	3,24	699,84
2,00	4,00	10	216	4,00	864,00
2,20	4,40	10	216	4,84	1045,44

Gráfico 04 – Dimensão *versus* carga – Área representativa 1.



Através de um ajuste exponencial foi obtida uma equação de P em função de B e assim calculada a dimensão B de cada sapata para cada carga de pilar aplicada (TABELA 16).

Tabela 16 – Valores de B para cada P aplicado na área do SPT-01.

Pilar	Carga (kN)	B (cm)	$B_{adot.}$ (cm)
P1	300	121,10	125
P2	480	150,68	155
P5	510	154,99	155
P6	810	192,19	195

As dimensões encontradas na Tabela 16 precisam ser validadas, por isso é importante avaliar os recalques admissíveis, calculados através do método de Schmertmann. Primeiramente foi calculada a tensão líquida (σ^*) e a tensão vertical efetiva (σ_v) seguindo as Equações 15 e 17, respectivamente, assim como o fator de influência máximo ($I_{ZMÁX}$) e o fator de correção C_1 seguindo as Equações 16 e 23 (TABELAS 17 e 18).

Tabela 17 – Cálculo da tensão líquida – Área representativa 1.

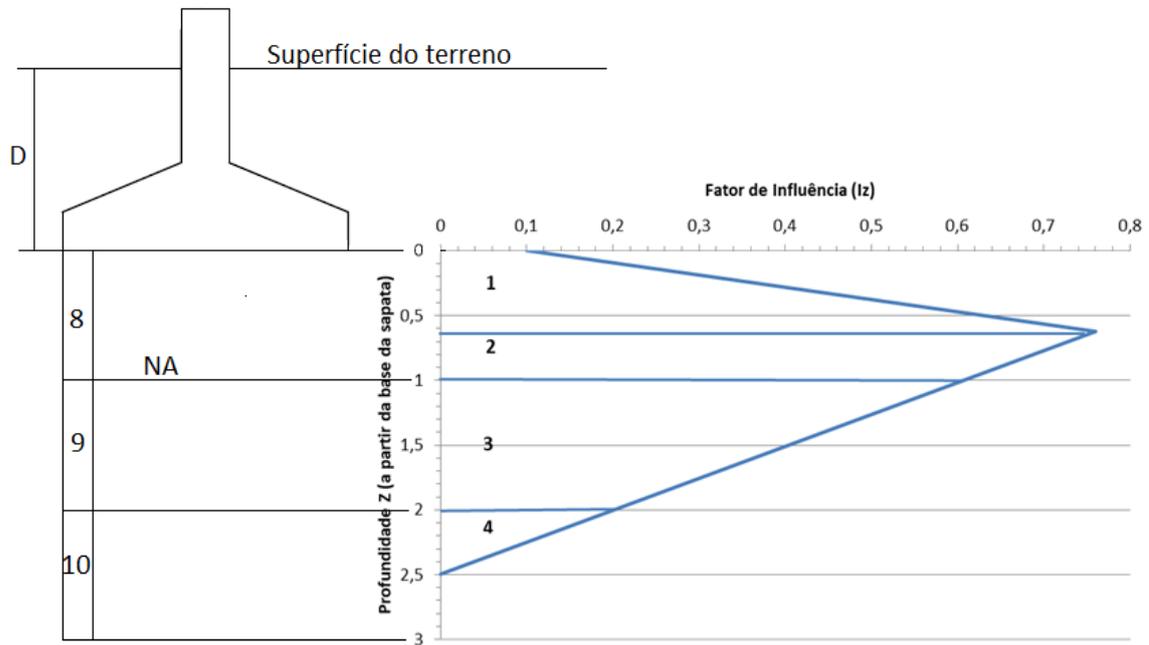
Pilar	Carga (kN)	$B_{adot.}$ (cm)	A (m ²)	σ (kPa)	q (kN/m ²)	σ^* (kPa)
P1	300	125	1,56	192,00	16,00	176,00
P2	480	155	2,40	199,79	16,00	183,79
P5	510	155	2,40	212,28	16,00	196,28
P6	810	195	3,80	213,02	16,00	197,02

Tabela 18 – Cálculo de σ_v , $I_{ZMÁX}$ e C_1 no SPT-01.

Pilares	Z = B/2 (m)	σ_v (kPa)	$I_{ZMÁx}$	Z=2B (m)	C_1
P1	0,625	26,00	0,76	2,50	0,95
P2	0,775	28,40	0,75	3,10	0,96
P5	0,775	28,40	0,76	3,10	0,96
P6	0,975	31,60	0,75	3,90	0,96

Schmertmann recomenda uma divisão passando pelo fator de influencia máximo, que posteriormente governará a divisão das camadas para cada sapata. Como as sapatas são quadradas ($L/B = 1$) foi plotado um gráfico “ I_Z versus Z” para cada sapata, a partir de três pontos: $Z = 0$ ($I_Z = 0,1$); $Z = B/2$ ($I_Z = I_{ZMÁX}$) e $Z = 2B$ ($I_Z = 0$), como mostra o Gráfico 05.

Gráfico 05 – I_z versus Z – Sapata do Pilar 1



Então foi feita uma divisão de camadas (ΔZ) e calculado I_z no meio de cada camada, seguindo as Equações 18 e 19, dependendo se estivesse antes ou depois de $Z=B/2$. Em seguida foi obtido o E_s utilizando a Equação 22 e os parâmetros da Tabela 19 e por fim foi calculado o recalque imediato em cada sapata (considerando $C_2 = 1$) por meio da Equação 24, assim como mostra a Tabela 20.

Tabela 19 – Coeficientes α e k do solo no SPT-01.

Ensaio	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	α	K	Solo
SPT01	16	18	5	0,25	Silte argiloso

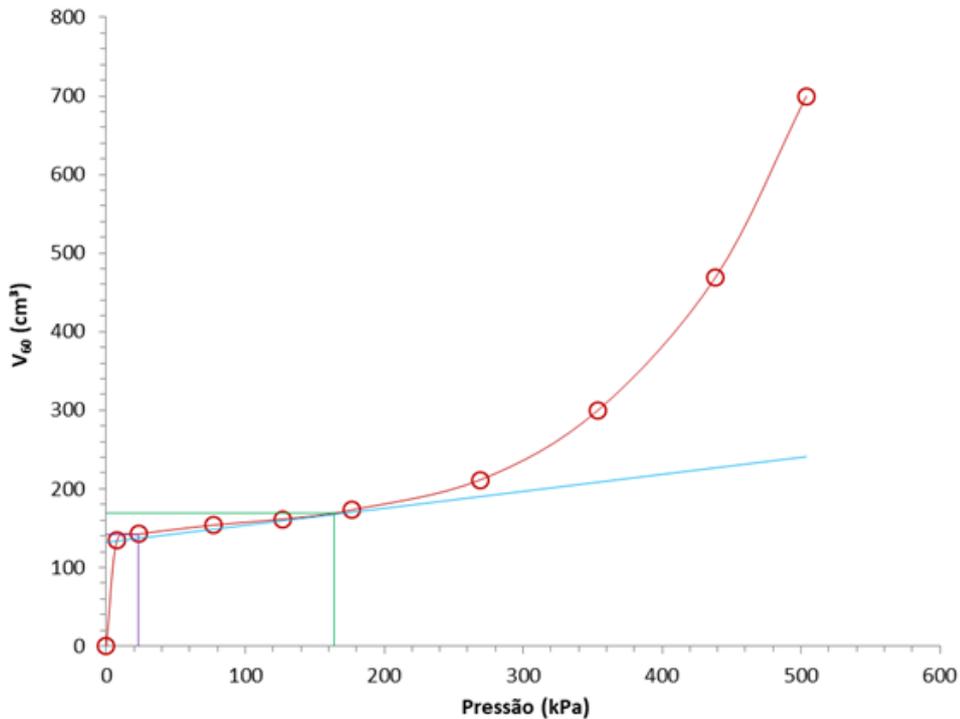
Tabela 20 – Recalque na sapata 1.

Camada	Δz (mm)	z (mm)	I_z	N_{SPT}	E_s (MPa)	$I_z^* \Delta z / E_s$ (mm/MPa)
1	625	312,50	0,43	8	10,00	26,88
2	375	812,50	0,68	8	10,00	25,66
3	1000	1500,00	0,41	9	11,25	36,04
4	500	2250,00	0,10	10	12,50	4,05
Σ	2500	-	-	-	-	92,63
ρ_i (mm)				15,6		

3.2.1.2 Ensaio PMT

Com as curvas do ensaio PMT de cada área representativa, foi possível identificar os pontos V_0 , P_0 , V_f e P_f por meio de uma reta de ajuste, de forma que ficassem bem demarcados os trechos AB (expansão da sonda até encostar nas paredes do furo), BC (trecho pseudoelástico linear) e CD (fase de grandes deformações), como mostra o Gráfico 06.

Gráfico 06 – Curva P x V_{60} do PMT-01 à 1m.



Os pontos de encontro na cor roxa caracterizam as pressões e volumes iniciais e os pontos de encontro verde os volumes e pressões de fluência. Utilizando a ASTM D4719: 2007 foi encontrado o volume limite (V_l) utilizando a Equação 07 (considerando $V_s = 505$ cm³) e como a pressão limite não foi atingida no ensaio, utilizou-se uma extrapolação em gráfico logaritmo para encontrar a pressão limite (P_l), como mostram o Gráfico 07 e a Tabela 21.

Gráfico 07 – Pressão limite - PMT01 – Profundidade 1m.

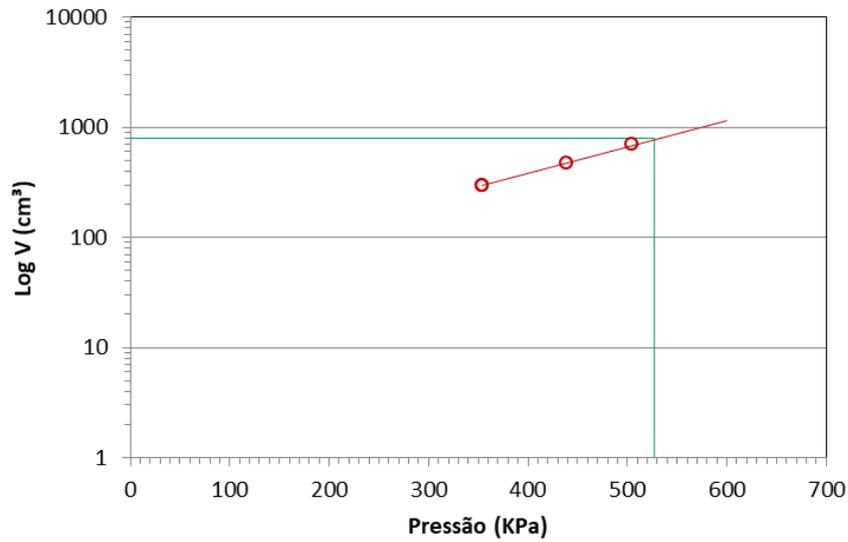


Tabela 21 – Pontos do ensaio PMT-01.

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
P_0 (kPa)	23	23	39	24	39	128
V_0 (cm ³)	142	142	115	142	123	204
P_f (kPa)	164	158	94	217	213	450
V_f (cm ³)	169	166	116	171	133	261
V_l (cm ³)	789	789	735	789	751	913
P_l (kPa)	527	510	543	742	906	961

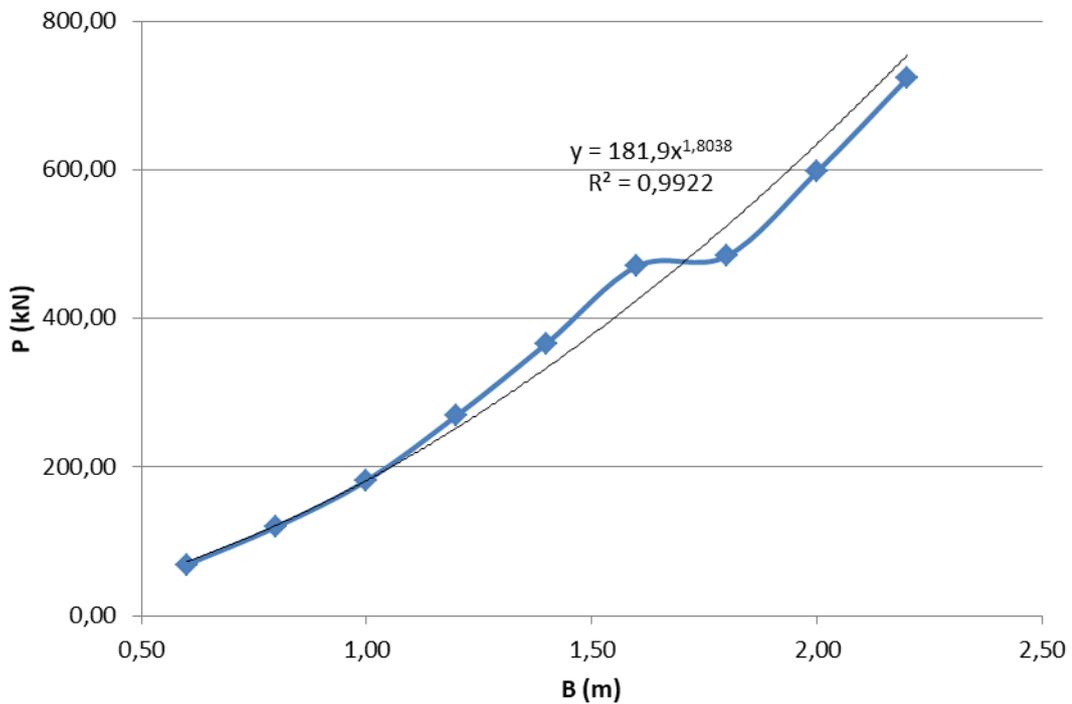
Da mesma forma como fora feito o dimensionamento pelo ensaio SPT, o dimensionamento foi realizado variando-se B de 0,6 metros a 2,2 metros para o PMT01 e até 3 metros para os ensaios PMT02 e PMT03, dessa maneira para cada B foi encontrado uma pressão limite equivalente (P_{le}), uma profundidade de embutimento (H_e), um coeficiente K_p , uma capacidade de carga (Q_u), uma tensão admissível (σ_{adm}) e uma carga P, conforme as Equações 8 e 9, a Figura 12 e as Equações 10 , 28 e 1, respectivamente (TABELA 22).

Tabela 22 – Valores de B para cada P aplicado na área do PMT-01.

B (m)	P_{le} (kPa)	He (m)	He/B	K_p	Q_u (kPa)	σ (kPa)	A (m ²)	P (kN)
0,60	504,00	1,00	1,67	1,10	570,40	190,13	0,36	68,45
0,80	504,00	1,00	1,25	1,08	560,32	186,77	0,64	119,53
1,00	504,00	1,00	1,00	1,05	545,20	181,73	1,00	181,73
1,20	495,43	2,00	1,67	1,10	560,97	186,99	1,44	269,27
1,40	495,43	2,00	1,43	1,10	560,97	186,99	1,96	366,50
1,60	495,43	2,00	1,25	1,08	551,06	183,69	2,56	470,24
1,80	392,87	3,81	2,11	1,10	448,16	149,39	3,24	484,01
2,00	392,87	3,81	1,90	1,10	448,16	149,39	4,00	597,55
2,20	392,87	3,81	1,73	1,10	448,16	149,39	4,84	723,03

Com os resultados da Tabela 22, plotou-se um gráfico “B versus P” e fez-se um ajuste exponencial para encontrar P em função de B, como mostra o Gráfico 08.

Gráfico 08 – B x P – PMT01.



A partir das cargas dos pilares foi possível encontrar a dimensão de B para cada sapata, considerando múltiplos de cinco para facilidade de execução, como mostra a Tabela 23.

Tabela 23 – Dimensão B para cada carga P - PMT-01.

Pilar	Carga (kN)	B (cm)	B _{adot.} (cm)
P1	300	131,97	135
P2	480	171,25	175
P5	510	177,10	180
P6	810	228,88	230

O cálculo do recalque pelo método PMT foi feito de acordo com a Equação 25, onde os parâmetros necessários, como E_m sob a sapata (calculado seguindo a Equação 26), ν (Tabela 09), α (Tabela 10) e os fatores de forma- λ_c e λ_d (Tabela 11) estão dispostos na Tabela 24.

Tabela 24 – Parâmetros para o cálculo do recalque no ensaio PMT-01.

Prof. (m)	E_m (kPa)	ν	E_m/P_l	α	L/B = 1	
					λ_c	λ_d
1	7202,54	0,33	13,67	0,50	1,10	1,20
2	7735,61		15,17	0,67		
3	73954,65		136,20	0,67		
4	9196,58		12,39	0,50		
5	23604,84		26,05	0,67		
6	8016,73		8,34	0,50		

Após o dimensionamento da sapata e a obtenção de B para cada pilar, foi adotada a medida de referência ($B_0 = 0,6$ metros) e calculada a sobrecarga das sapatas considerando a profundidade de assentamento ($D = 1$ m), sendo possível calcular q^* seguindo a Equação 27. Por fim, foi encontrado o recalque (w) para cada sapata, como mostra a Tabela 25.

Tabela 25 – Recalque calculado com o ensaio PMT-01.

Pilar	P (kN)	B _{adot.} (m)	B ₀ (m)	σ (kPa)	q (kPa)	q^* (kPa)	w (m)	w (mm)
P1	300	1,35	0,60	164,61	16	148,61	0,00665	6,7
P2	480	1,75		156,73	16	140,73	0,00743	7,4
P5	510	1,80		157,41	16	141,41	0,00760	7,6
P6	810	2,30		153,12	16	137,12	0,00864	8,6

Os cálculos dos recalques diferenciais e distorcionais foram feitos de forma análoga, tanto para o ensaio SPT, quanto para o PMT. Calculou-se o recalque diferencial pela Equação 13, que após verificar a distância de centro à centro entre sapatas adjacentes, obteve-se o recalque distorcional pela Equação 14 (TABELA 26).

Tabela 26 – Recalques diferenciais e distorcionais calculados com o ensaio PMT-01.

Pilares	Relação	δ (mm)	l (mm)	δ/l	Verificação ELS
P1	P1-P2	0,8	4250	0,000182	ok
	P1-P5	0,9	3250	0,000291	
P2	P2-P3	1,4	5250	0,000267	
	P2-P6	1,2	3250	0,000373	
P5	P5-P6	1,0	4250	0,000244	
	P5-P9	6,8	3450	0,001985	
P6	P6-P7	1,3	5250	0,000241	
	P6-P10	9,1	3450	0,002623	

3.2.1.3 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento das armaduras foi feito através do método das bielas proposto por Lebellet (1936), tanto para o ensaio PMT, quanto para o SPT.

Os parâmetros adotados, como o tipo de concreto, aço e cobrimento para o dimensionamento, estão dispostos na Tabela 27, assim como σ_a , que foi calculada utilizando a Equação 32.

Tabela 27 – Parâmetros de dimensionamento.

f_{ck} (kN/cm²)	f_{yk} (kN/cm²)	σ_a (kN/cm²)	c (cm)
2	50	0,87	5

Seguindo a ABNT NBR 6118:2014 foi calculado d utilizando as Equações 29 e 30, sendo adotado (d_{adot}) um valor superior aos encontrados pelas equações, como mostra a Tabela 28. A força T e a A_s foram calculadas utilizando as Equações 34 e 36, bastando calcular somente em uma direção (sapata quadrada), como mostra a Tabela 29.

A barra adotada inicialmente foi a de 8 milímetros, visto que as cargas nos pilares eram baixas, logo calculou-se o número de barras e o espaçamento através das Equações 37 e 38, respectivamente, adotando espaçamento máximo de 20 centímetros entre barras, como mostra a Tabela 27.

Tabela 28 – Altura útil calculada utilizando o ensaio PMT01.

Pilar	Carga (kN)	b* (cm)	B (cm)	d ₁ (cm)	d ₂ (cm)	d _{adot.} (cm)
P1	300,00	25,00	135,00	27,50	26,78	35,00
P2	480,00	25,00	175,00	37,50	33,88	45,00
P5	510,00	25,00	180,00	38,75	34,92	50,00
P6	810,00	25,00	230,00	51,25	44,01	65,00

Tabela 29 – Armaduras dimensionadas com o ensaio PMT01.

Pilar	T (kN)	A _s (cm ²)	Ø _{barra} (mm)	A _{barra}	nº de barras	e (cm)
P1	117,86	3,80	8,00	0,503	8	17,86
P2	200,00	6,44	8,00	0,503	13	13,75
P5	197,63	6,36	8,00	0,503	13	14,17
P6	319,33	10,28	8,00	0,503	21	11,00

No dimensionamento, foi adotado o uso de sapatas rígidas, logo o cálculo de h (Equação 39) foi feito respeitando os limites impostos pela ABNT NBR 6118:2014 ($h \geq h_{rig}$), sendo h_{rig} calculado utilizando a Equação 41. Nos casos em que $h < h_{rig}$ foi feito um ajuste no d_{adot} de modo que aumentasse o valor de h. O cálculo de h_0 foi feito utilizando a Equação 40 e foi adotado valor maior que 15 centímetros, seguindo a ABNT NBR 6122:2010, como mostra a Tabela 30.

Tabela 30 – Alturas e alturas de extremidade calculadas com o ensaio PMT01.

Pilar	h _{rig} (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	h _{0adot.}
P1	36,67	40	13,33	15,00
P2	50,00	50	16,67	20,00
P5	51,67	55	18,33	20,00
P6	68,33	70	23,33	25,00

A ancoragem das barras (l_b) foi obtida através da Tabela 12 e disposta com uma parte na vertical e outra inclinada, calculadas através das Equações 42 e 43, respectivamente, como mostra a Tabela 31.

Tabela 31 – Ancoragem das barras calculadas com o ensaio PMT01.

Pilar	$\varnothing_{\text{barra}}$ (mm)	l_b (cm)	$l_{\text{gan,vert}}$ (cm)	$l_{\text{gan,incl}}$ (cm)	$l_{\text{gan,incl adot}}$ (cm)
P1	8,00	24,00	5,00	19,00	20,00
P2	8,00	24,00	10,00	14,00	15,00
P5	8,00	24,00	10,00	14,00	15,00
P6	8,00	24,00	15,00	9,00	10,00

Por fim, calculou-se o l_{ef} das barras de aço através da Equação 44 e o número de barras necessárias (adotando barras de 12 metros), como mostra a Tabela 32.

Tabela 32 – l_{ef} e o número de barras totais calculados com os ensaios PMT.

$\varnothing_{\text{barra}}$ (mm)	Pilar	l_{ef} (cm)	$\sum l_{ef}$ (m)	nº de barras totais
8	P1	2384	715,4	60
	P2	4914		
	P3	2980		
	P4	1736		
	P5	5044		
	P6	10248		
	P7	5568		
	P8	1806		
	P9	5520		
	P10	10074		
	P11	6086		
	P12	2144		
	P13	3080		
	P14	4872		
	P15	3278		
	P16	1806		

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados obtidos pelo ensaio SPT

Os parâmetros do solo, assim como a cota de assentamento da sapata para os três pontos do ensaio SPT estão dispostos na Tabela 33.

Tabela 33 – Parâmetros dos ensaios SPT.

Ensaio	D (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	q (kPa)
SPT-01	1	16,0	18,0	16,0
SPT-02	1	16,5	18,0	16,5
SPT-03	1	16,5	18,0	16,5

Nas Tabelas 34 a 38 é apresentado o processo para a obtenção da dimensão B de cada sapata, desde a obtenção da relação “B versus P” até o valor de B.

Tabela 34 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio SPT01.

B (m)	Bulbo (m)	N _{SPT}	σ_{adm} (kPa)	A (m ²)	P (kN)
0,60	1,20	8	176	0,36	63,36
0,80	1,60	9	196	0,64	125,44
1,00	2,00	9	196	1,00	196,00
1,20	2,40	10	216	1,44	311,04
1,40	2,80	10	216	1,96	423,36
1,60	3,20	10	216	2,56	552,96
1,80	3,60	10	216	3,24	699,84
2,00	4,00	10	216	4,00	864,00
2,20	4,40	10	216	4,84	1045,44

Tabela 35 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio SPT-02.

B(m)	Bulbo (m)	N_{SPT}	σ_{adm} (kPa)	A (m²)	P (kN)
0,60	1,20	7	156,50	0,36	56,34
0,80	1,60	7	156,50	0,64	100,16
1,00	2,00	7	156,50	1,00	156,50
1,20	2,40	7	156,50	1,44	225,36
1,40	2,80	7	156,50	1,96	306,74
1,60	3,20	8	176,50	2,56	451,84
1,80	3,60	8	176,50	3,24	571,86
2,00	4,00	8	176,50	4,00	706,00
2,20	4,40	8	176,50	4,84	854,26
2,40	4,80	7	156,50	5,76	901,44
2,60	5,20	7	156,50	6,76	1057,94
2,80	5,60	7	156,50	7,84	1226,96
3,00	6,00	7	156,50	9,00	1408,50

Tabela 36 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio SPT-03.

B(m)	Bulbo (m)	N_{SPT}	σ_{adm} (kPa)	A (m²)	P (kN)
0,60	1,20	7	156,50	0,36	56,34
0,80	1,60	7	156,50	0,64	100,16
1,00	2,00	7	156,50	1,00	156,50
1,20	2,40	7	156,50	1,44	225,36
1,40	2,80	7	156,50	1,96	306,74
1,60	3,20	8	176,50	2,56	451,84
1,80	3,60	8	176,50	3,24	571,86
2,00	4,00	8	176,50	4,00	706,00
2,20	4,40	8	176,50	4,84	854,26
2,40	4,80	7	156,50	5,76	901,44
2,60	5,20	7	156,50	6,76	1057,94
2,80	5,60	7	156,50	7,84	1226,96
3,00	6,00	7	156,50	9,00	1408,50

Tabela 37 – Relação “B versus P” para todos ensaios SPT.

Ensaio	Relação <i>B versus P</i>	Pilares
SPT01	$P = 198,76 \times B^{2,1504}$	P1, P2, P5 e P6
SPT02	$P = 160,53 \times B^{2,024}$	P9, P10, P13 e P14
SPT03	$P = 160,53 \times B^{2,024}$	P3, P4, P7, P8, P11, P12, P15 e P16

Tabela 38 – Valores de B para todas as sapatas do projeto.

Pilar	Carga (kN)	B (cm)	B _{adot} (cm)
P1	300	121,10	125
P2	480	150,68	155
P3	390	155,05	155
P4	240	121,98	125
P5	510	154,99	155
P6	810	192,19	195
P7	585	189,44	190
P8	270	129,29	130
P9	555	184,58	185
P10	870	230,48	235
P11	645	198,80	200
P12	315	139,52	140
P13	360	149,04	150
P14	495	174,43	175
P15	420	160,83	165
P16	285	132,79	135

Nas Tabelas 39 a 42 são apresentados os resultados obtidos para o cálculo do recalque (ρ).

Tabela 39 – Tensão líquida calculada com os ensaios SPT.

Pilar	Carga (kN)	B_{adot.} (cm)	A (m²)	σ (kPa)	q (kN/m²)	σ*(kPa)
P1	300	125	1,56	192,00	16,00	176,00
P2	480	155	2,40	199,79	16,00	183,79
P3	390	155	2,40	162,33	16,50	145,83
P4	240	125	1,56	153,60	16,50	137,10
P5	510	155	2,40	212,28	16,00	196,28
P6	810	195	3,80	213,02	16,00	197,02
P7	585	190	3,61	162,05	16,50	145,55
P8	270	130	1,69	159,76	16,50	143,26
P9	555	185	3,42	162,16	16,50	145,66
P10	870	235	5,52	157,54	16,50	141,04
P11	645	200	4,00	161,25	16,50	144,75
P12	315	140	1,96	160,71	16,50	144,21
P13	360	150	2,25	160,00	16,50	143,50
P14	495	175	3,06	161,63	16,50	145,13
P15	420	165	2,72	154,27	16,50	137,77
P16	285	135	1,82	156,38	16,50	139,88

Tabela 40 – Tensão vertical efetiva, fator de influência máximo e C₁ calculados com os ensaios SPT.

Pilares	Z = B/2 (m)	σ_v (kPa)	I_z máx	Z=2B (m)	C₁
P1	0,63	26,00	0,76	2,50	0,95
P2	0,78	28,40	0,75	3,10	0,96
P3	0,78	29,29	0,72	3,10	0,94
P4	0,63	26,81	0,73	2,50	0,94
P5	0,78	28,40	0,76	3,10	0,96
P6	0,98	31,60	0,75	3,90	0,96
P7	0,95	32,18	0,71	3,80	0,94
P8	0,65	27,23	0,73	2,60	0,94
P9	0,93	31,76	0,71	3,70	0,94
P10	1,18	36,15	0,70	4,70	0,94
P11	1,00	33,00	0,71	4,00	0,94
P12	0,70	28,05	0,73	2,80	0,94
P13	0,75	28,88	0,72	3,00	0,94
P14	0,88	30,94	0,72	3,50	0,94
P15	0,83	30,11	0,71	3,30	0,94
P16	0,68	27,64	0,72	2,70	0,94

Tabela 41 – Parâmetros do solo.

Ensaio	λ (kN/m ³)	λ_{sat} (kN/m ³)	α	K	Solo
SPT01	16	18	5	0,25	Silte argiloso
SPT02	16,5	18	5	0,25	Silte argiloso
SPT03	16,5	18	5	0,45	Silte arenoso

Tabela 42 – Recalques calculados com os ensaios SPT.

Pilares	ρ (mm)
P1	15,6
P2	19,5
P3	10,1
P4	7,7
P5	21,1
P6	25,5
P7	12,1
P8	8,4
P9	21,4
P10	25,2
P11	12,6
P12	9,1
P13	17,3
P14	20,2
P15	10,0
P16	8,5

Na Tabela 42 são apresentados os recalques das sapatas e observa-se que todos os valores encontram-se dentro do limite de 65 mm, conforme Tabela 08.

Os recalques diferenciais e distorcionais estão representados na Tabela 43 e foi possível identificar que tanto o diferencial, quanto o distorcional, seguem de acordo com os limites de 40 milímetros e de 1/300 (TABELA 08 e TABELA 05, respectivamente).

Tabela 43 – Recalques diferenciais e distorcionais calculados com os ensaios SPT.

Pilares	Relação	δ (mm)	l (mm)	δ/l	Verificação ELS
P1	P1-P2	4,0	4250	0,000934	ok
	P1-P5	5,6	3250	0,001719	
P2	P2-P3	9,4	5250	0,001791	
	P2-P6	5,9	3250	0,001828	
P3	P3-P4	2,4	2750	0,00089	
	P3-P7	2,0	3250	0,000616	
P4	P4-P8	0,7	3250	0,000223	
P5	P5-P6	4,3	4250	0,001018	
	P5-P9	0,2	3450	5,89E-05	
P6	P6-P7	13,3	5250	0,002541	
	P6-P10	0,2	3450	7,23E-05	
P7	P7-P8	3,7	2750	0,001354	
	P7-P11	0,5	3450	0,000136	
P8	P8-P12	19,5	3450	0,005662	
P9	P9-P10	3,9	4250	0,000912	
	P9-P13	4,0	3750	0,001069	
P10	P10-P11	12,6	5250	0,002404	
	P10-P14	5,0	3750	0,00133	
P11	P11-P12	3,5	2750	0,001279	
	P11-P15	2,6	3750	0,000691	
P12	P12-P16	0,6	3750	0,000166	
P13	P13-P14	2,9	4250	0,000681	
P14	P14-P15	10,2	5250	0,001947	
P15	P15-P16	1,6	2750	0,000564	

Os resultados obtidos na armação de sapatas estão representados nas Tabelas 44 a 48.

Tabela 44 – Altura útil calculada com os ensaios SPT.

Pilar	Carga (kN)	b* (cm)	B (cm)	d₁ (cm)	d₂ (cm)	d_{adot.} (cm)
P1	300,00	25,00	125,00	25,00	26,78	30,00
P2	480,00	25,00	155,00	32,50	33,88	40,00
P3	390,00	25,00	155,00	32,50	30,54	40,00
P4	240,00	25,00	125,00	25,00	23,95	30,00
P5	510,00	25,00	155,00	32,50	34,92	40,00
P6	810,00	25,00	195,00	42,50	44,01	55,00
P7	585,00	25,00	190,00	41,25	37,40	50,00
P8	270,00	25,00	130,00	26,25	25,41	30,00
P9	555,00	25,00	185,00	40,00	36,43	50,00
P10	870,00	25,00	235,00	52,50	45,61	65,00
P11	645,00	25,00	200,00	43,75	39,27	55,00
P12	315,00	25,00	140,00	28,75	27,44	35,00
P13	360,00	25,00	150,00	31,25	29,34	40,00
P14	495,00	25,00	175,00	37,50	34,40	45,00
P15	420,00	25,00	165,00	35,00	31,69	45,00
P16	285,00	25,00	135,00	27,50	26,10	35,00

Tabela 45 – Número de barras e espaçamento com base nas fundações calculadas com os ensaios SPT.

Pilar	T (kN)	A_s (cm²)	Ø_{barra} (mm)	A_{barra}	nº de barras	e (cm)
P1	125,00	4,03	8,00	0,50	9	14,38
P2	195,00	6,28	8,00	0,50	13	12,08
P3	158,44	5,10	8,00	0,50	11	14,50
P4	100,00	3,22	8,00	0,50	7	19,17
P5	207,19	6,67	8,00	0,50	14	11,15
P6	312,95	10,08	8,00	0,50	21	9,25
P7	241,31	7,77	8,00	0,50	16	12,00
P8	118,13	3,80	8,00	0,50	8	17,14
P9	222,00	7,15	8,00	0,50	15	12,50
P10	351,35	11,31	8,00	0,50	23	10,23
P11	256,53	8,26	8,00	0,50	17	11,88
P12	129,38	4,17	8,00	0,50	9	16,25
P13	140,63	4,53	8,00	0,50	10	15,56
P14	206,25	6,64	8,00	0,50	14	12,69
P15	163,33	5,26	8,00	0,50	11	15,50
P16	111,96	3,61	8,00	0,50	8	17,86

Tabela 46 – Altura e altura da extremidade da sapata calculadas com os ensaios SPT.

Pilar	h_{rig} (cm)	h (cm)	h_0 (cm)	h_{0adot} (cm)
P1	33,33	35,00	11,67	15,00
P2	43,33	45,00	15,00	15,00
P3	43,33	45,00	15,00	15,00
P4	33,33	35,00	11,67	15,00
P5	43,33	45,00	15,00	15,00
P6	56,67	60,00	20,00	20,00
P7	55,00	55,00	18,33	20,00
P8	35,00	35,00	11,67	15,00
P9	53,33	55,00	18,33	20,00
P10	70,00	70,00	23,33	25,00
P11	58,33	60,00	20,00	20,00
P12	38,33	40,00	13,33	15,00
P13	41,67	45,00	15,00	15,00
P14	50,00	50,00	16,67	20,00
P15	46,67	50,00	16,67	20,00
P16	36,67	40,00	13,33	15,00

Tabela 47 – Ancoragem das sapatas calculadas com os ensaios SPT.

Pilar	\varnothing_{barra} (mm)	l_b (cm)	$l_{gan,vert}$	$l_{ganc,incl}$	$l_{ganc,incl adot}$
P1	8	24	5	19	20
P2	8	24	5	19	20
P3	8	24	5	19	20
P4	8	24	5	19	20
P5	8	24	5	19	20
P6	8	24	10	14	15
P7	8	24	10	14	15
P8	8	24	5	19	20
P9	8	24	10	14	15
P10	8	24	15	9	10
P11	8	24	10	14	15
P12	8	24	5	19	20
P13	8	24	5	19	20
P14	8	24	10	14	15
P15	8	24	10	14	15
P16	8	24	5	19	20

Tabela 48 – l_{ef} e número de barras totais calculados com os ensaios SPT.

Barra (mm)	Pilar	l_{ef} (cm)	$\sum l_{ef}$ (m)	n° de barras totais
8	P1	2502	772,68	65
	P2	4394		
	P3	3718		
	P4	1946		
	P5	4732		
	P6	8778		
	P7	6528		
	P8	2304		
	P9	5970		
	P10	11454		
	P11	7276		
	P12	2772		
	P13	3280		
	P14	5292		
	P15	3938		
	P16	2384		

4.2 Resultados obtidos pelo ensaio PMT

Nas Tabelas 49 a 51 estão representados as leituras de volume e pressão dos ensaios PMT.

Tabela 49 – Leituras de pressões e volumes do ensaio PMT 01.

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
P₀ (kPa)	23	23	39	24	39	128
V₀ (cm³)	142	142	115	142	123	204
P_f (kPa)	164	158	94	217	213	450
V_f (cm³)	169	166	116	171	133	261
V₁ (cm³)	789	789	735	789	751	913
P₁ (kPa)	527	510	543	742	906	961

Tabela 50 – Leituras de pressões e volumes do ensaio PMT 02.

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
P₀ (kPa)	32	32	23	83	92	83
V₀ (cm³)	136	126	232	165	156	209
P_f (kPa)	165	170	326	465	583	465
V_f (cm³)	177	136	263	186	188	292
V₁ (cm³)	777	757	969	835	817	923
P₁ (kPa)	454	504	955	1140	1240	964

Tabela 51 – Leituras de pressões e volumes do ensaio PMT 03.

Profundidade	1m	2m	3m	4m	5m	6m
P₀ (kPa)	75	84	24	75	75	84
V₀ (cm³)	135	128	233	208	164	168
P_f (kPa)	182	209	295	385	339	527
V_f (cm³)	147	146	261	271	176	182
V₁ (cm³)	775	761	971	921	833	841
P₁ (kPa)	598	769	1072	941	1165	1237

Os parâmetros do solo, o tipo de sonda adotada, o fator de segurança, assim como a cota de assentamento da sapata (D) para os três pontos do ensaio PMT estão dispostos na Tabela 52.

Tabela 52 – Parâmetros dos ensaios PMT.

Ensaio	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	FS	V _s (cm ³)	D (m)
PMT01	16				
PMT02	16,5	18	3	505	1
PMT03	16,5				

Nas Tabelas 53 a 57 é apresentado o processo para a obtenção da dimensão B de cada sapata, desde a obtenção da relação “B versus P” até o valor de B.

Tabela 53 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio PMT 01.

B (m)	p_{lc} (kPa)	H_e (m)	H_e/B	K_p	Q_u (kPa)	σ	A (m²)	P (kN)
0,60	504,00	1,00	1,67	1,10	570,40	190,13	0,36	68,45
0,80	504,00	1,00	1,25	1,08	560,32	186,77	0,64	119,53
1,00	504,00	1,00	1,00	1,05	545,20	181,73	1,00	181,73
1,20	495,43	2,00	1,67	1,10	560,97	186,99	1,44	269,27
1,40	495,43	2,00	1,43	1,10	560,97	186,99	1,96	366,50
1,60	495,43	2,00	1,25	1,08	551,06	183,69	2,56	470,24
1,80	392,87	3,81	2,11	1,10	448,16	149,39	3,24	484,01
2,00	392,87	3,81	1,90	1,10	448,16	149,39	4,00	597,55
2,20	392,87	3,81	1,73	1,10	448,16	149,39	4,84	723,03

Tabela 54 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio PMT 02.

B (m)	p_{lc} (kPa)	H_e (m)	H_e/B	K_p	Q_u (kPa)	σ (kPa)	A (m²)	P (kN)
0,60	422,00	1,00	1,67	1,10	480,70	160,23	0,36	57,68
0,80	422,00	1,00	1,25	1,08	472,26	157,42	0,64	100,75
1,00	422,00	1,00	1,00	1,05	459,60	153,20	1,00	153,20
1,20	446,30	2,00	1,67	1,10	507,43	169,14	1,44	243,57
1,40	446,30	2,00	1,43	1,10	507,43	169,14	1,96	331,52
1,60	446,30	2,00	1,25	1,08	498,50	166,17	2,56	425,39
1,80	570,46	3,20	1,78	1,10	644,00	214,67	3,24	695,52
2,00	570,46	3,20	1,60	1,10	644,00	214,67	4,00	858,67
2,20	570,46	3,20	1,45	1,09	638,30	212,77	4,84	1029,79
2,40	665,56	4,33	1,80	1,10	748,61	249,54	5,76	1437,34
2,60	665,56	4,33	1,67	1,10	748,61	249,54	6,76	1686,88
2,80	665,56	4,33	1,55	1,10	748,61	249,54	7,84	1956,38
3,00	665,56	4,33	1,44	1,09	741,96	247,32	9,00	2225,88

Tabela 55 – Valores de P a partir de diferentes B no ensaio PMT 03.

B (m)	p_{le} (kPa)	He (m)	He/B	Kp	Qu (kPa)	σ (kPa)	A (m²)	P (kN)
0,60	523,00	1,00	1,67	1,10	591,80	197,27	0,36	71,02
0,80	523,00	1,00	1,25	1,08	581,34	193,78	0,64	124,02
1,00	523,00	1,00	1,00	1,05	565,65	188,55	1,00	188,55
1,20	598,54	2,02	1,68	1,10	674,90	224,97	1,44	323,95
1,40	598,54	2,02	1,44	1,09	668,91	222,97	1,96	437,02
1,60	598,54	2,02	1,26	1,08	662,93	220,98	2,56	565,70
1,80	721,41	3,13	1,74	1,10	810,06	270,02	3,24	874,86
2,00	721,41	3,13	1,56	1,10	810,06	270,02	4,00	1080,07
2,20	721,41	3,13	1,42	1,09	802,84	267,61	4,84	1295,25
2,40	755,12	4,13	1,72	1,10	847,14	282,38	5,76	1626,50
2,60	755,12	4,13	1,59	1,10	847,14	282,38	6,76	1908,88
2,80	755,12	4,13	1,48	1,10	847,14	282,38	7,84	2213,85
3,00	755,12	4,13	1,38	1,09	839,58	279,86	9,00	2518,75

Tabela 56 – Relação B versus P para os ensaios PMT.

Ensaio	Relação B versus P	Pilares
PMT01	$P = 181,9,76 \times B^{1,8038}$	P1, P2, P5 e P6
PMT02	$P = 166,23 \times B^{2,3558}$	P9, P10, P13 e P14
PMT03	$P = 210,18 \times B^{2,2927}$	P3, P4, P7, P8, P11, P12, P15 e P16

Tabela 57 – Dimensionamento de B utilizando os ensaios PMT.

Pilar	Carga (kN)	B (cm)	B_{ado.} (cm)
P1	300	131,97	135
P2	480	171,25	175
P3	390	130,95	135
P4	240	105,96	110
P5	510	177,10	180
P6	810	228,88	230
P7	585	156,28	160
P8	270	111,54	115
P9	555	166,82	170
P10	870	201,89	205
P11	645	163,08	165
P12	315	119,30	120
P13	360	138,82	140
P14	495	158,91	160
P15	420	135,25	135
P16	285	114,20	115

Nas Tabelas 58 a 61 relacionam-se os valores do E_m , ν , λ_c , λ_d , P_1 , das tensões σ e q^* , e do recalque w .

Tabela 58 – Parâmetros para o cálculo do recalque no ensaio PMT 01.

prof. (m)	E_m (kPa)	ν	E_m/P_1	α	L/B = 1	
					λ_c	λ_d
1	7202,54		13,67	0,50		
2	7735,61		15,17	0,67		
3	73954,65	0,33	136,20	0,67	1,1	1,2
4	9196,58		12,39	0,50		
5	23604,84		26,05	0,67		
6	8016,73		8,34	0,50		

Tabela 59 – Parâmetros para o cálculo do recalque no ensaio PMT 02.

Prof.(m)	E_m (kPa)	ν	E_m/P_1	α	L/B = 1	
					λ_c	λ_d
1	4534,424146	0,33	9,9877184	0,5	1,1	1,2
2	18721,08		37,145	0,67		
3	13532,66419		14,170329	0,67		
4	24943,32667		21,880111	0,67		
5	21264,28938		17,14862	0,67		
6	6690,476867		6,9403287	0,5		

Tabela 60 – Parâmetros para o cálculo do recalque no ensaio PMT 03.

Prof.(m)	E_m (kPa)	ν	E_m/P_1	α	L/B = 1	
					λ_c	λ_d
1	12120,07	0,33	20,27	0,67	1,1	1,2
2	9494,72		12,35	0,50		
3	13361,66		12,46	0,50		
4	7022,19		7,46	0,50		
5	29903,72		25,67	0,67		
6	43095,04		34,84	0,67		

Tabela 61 – Recalques calculados com os ensaios PMT.

Pilar	P (kN)	B_{adot} (m)	B_0 (m)	σ (kPa)	q (kPa)	q* (kPa)	w (m)	w (mm)
P1	300	1,35	0,6	164,61	16,00	148,61	0,00665	6,7
P2	480	1,75		156,73	16,00	140,73	0,00743	7,4
P3	390	1,35		213,99	16,50	197,49	0,00603	6,0
P4	240	1,10		198,35	16,50	181,85	0,00474	4,7
P5	510	1,80		157,41	16,00	141,41	0,00760	7,6
P6	810	2,30		153,12	16,00	137,12	0,00864	8,6
P7	585	1,60		228,52	16,50	212,02	0,00738	7,4
P8	270	1,15		204,16	16,50	187,66	0,00507	5,1
P09	555	1,70		192,04	16,50	175,54	0,01445	14,5
P10	870	2,05		207,02	16,50	190,52	0,01769	17,7
P11	645	1,65		236,91	16,50	220,41	0,00785	7,9
P12	315	1,20		218,75	16,50	202,25	0,00564	5,6
P13	360	1,40		183,67	16,50	167,17	0,01216	12,2
P14	495	1,60		193,36	16,50	176,86	0,01400	14,0
P15	420	1,35		230,45	16,50	213,95	0,00653	6,5
P16	285	1,15		215,50	16,50	199,00	0,00537	5,4

Na Tabela 61 são apresentados os recalques das sapatas e observa-se que os valores se encontram dentro do limite de 65 milímetros, seguindo a Tabela 08.

Os recalques diferenciais e distorcionais estão representados na Tabela 62 e foi possível identificar que tanto o diferencial, quanto o distorcional, seguem de acordo com os limites de 40 milímetros e de 1/300 (TABELA 08 e TABELA 05, respectivamente).

Tabela 62 – Recalques diferenciais e distorcionais calculados com os ensaios PMT.

Pilares	Relação	δ (mm)	l (mm)	δ/l	Verificação ELS
P1	P1-P2	0,8	4250	0,000182	ok
	P1-P5	0,9	3250	0,000291	
P2	P2-P3	1,4	5250	0,000267	
	P2-P6	1,2	3250	0,000373	
P3	P3-P4	1,3	2750	0,000467	
	P3-P7	1,3	3250	0,000415	
P4	P4-P8	0,3	3250	9,87E-05	
P5	P5-P6	1,0	4250	0,000244	
	P5-P9	6,8	3450	0,001985	
P6	P6-P7	1,3	5250	0,000241	
	P6-P10	9,1	3450	0,002623	
P7	P7-P8	2,3	2750	0,00084	
	P7-P11	0,5	3450	0,000138	
P8	P8-P12	0,6	3450	0,000167	
P9	P9-P10	3,2	4250	0,000763	
	P9-P13	2,3	3750	0,000609	
P10	P10-P11	9,8	5250	0,001874	
	P10-P14	3,7	3750	0,000983	
P11	P11-P12	2,2	2750	0,000805	
	P11-P15	1,3	3750	0,000353	
P12	P12-P16	0,3	3750	7,16E-05	
P13	P13-P14	1,8	4250	0,000433	
P14	P14-P15	7,5	5250	0,001424	
P15	P15-P16	1,2	2750	0,000421	

Nas Tabelas 63 a 67 relacionam-se os parâmetros necessários para o cálculo da armação, espaçamento, dimensionamento das alturas da sapata e ancoragem das barras de aço

Tabela 63 – Altura útil calculada com os ensaios PMT.

Pilar	Carga (kN)	b* (cm)	B (cm)	d₁ (cm)	d₂ (cm)	d_{adot} (cm)
P1	300	25	135	27,50	26,78	35
P2	480	25	175	37,50	33,88	45
P3	390	25	135	27,50	30,54	35
P4	240	25	110	21,25	23,95	25
P5	510	25	180	38,75	34,92	50
P6	810	25	230	51,25	44,01	65
P7	585	25	160	33,75	37,40	40
P8	270	25	115	22,50	25,41	30
P9	555	25	170	36,25	36,43	45
P10	870	25	205	45,00	45,61	55
P11	645	25	165	35,00	39,27	45
P12	315	25	120	23,75	27,44	30
P13	360	25	140	28,75	29,34	35
P14	495	25	160	33,75	34,40	40
P15	420	25	135	27,50	31,69	35
P16	285	25	115	22,50	26,10	30

Tabela 64 – Número de barras e espaçamentos calculados com os ensaios PMT.

Pilar	T (kN)	A_s (cm²)	Ø_{barra} (mm)	A_{barra}	nº de barras	e (cm)
P1	117,86	3,80	8,00	0,503	8	17,86
P2	200,00	6,44	8,00	0,503	13	13,75
P3	153,21	4,93	8,00	0,503	10	13,89
P4	102,00	3,28	8,00	0,503	7	16,67
P5	197,63	6,36	8,00	0,503	13	14,17
P6	319,33	10,28	8,00	0,503	21	11,00
P7	246,80	7,95	8,00	0,503	16	10,00
P8	101,25	3,26	8,00	0,503	7	17,50
P9	223,54	7,20	8,00	0,503	15	11,43
P10	355,91	11,46	8,00	0,503	23	8,86
P11	250,83	8,08	8,00	0,503	17	9,69
P12	124,69	4,01	8,00	0,503	8	15,71
P13	147,86	4,76	8,00	0,503	10	14,44
P14	208,83	6,72	8,00	0,503	14	11,54
P15	165,00	5,31	8,00	0,503	11	12,50
P16	106,88	3,44	8,00	0,503	7	17,50

Tabela 65 – Alturas e alturas da extremidade calculadas com os ensaios PMT.

Pilar	h_{rig} (cm)	h (cm)	h₀ (cm)	h_{0adt.}
P1	36,67	40,00	13,33	15,00
P2	50,00	50,00	16,67	20,00
P3	36,67	40,00	13,33	15,00
P4	28,33	30,00	10,00	15,00
P5	51,67	55,00	18,33	20,00
P6	68,33	70,00	23,33	25,00
P7	45,00	45,00	15,00	15,00
P8	30,00	35,00	11,67	15,00
P9	48,33	50,00	16,67	20,00
P10	60,00	60,00	20,00	20,00
P11	46,67	50,00	16,67	20,00
P12	31,67	35,00	11,67	15,00
P13	38,33	40,00	13,33	15,00
P14	45,00	45,00	15,00	15,00
P15	36,67	40,00	13,33	15,00
P16	30,00	35,00	11,67	15,00

Tabela 66 – Ancoragem das barras calculadas com os ensaios PMT.

Pilar	Ø_{barra} (mm)	l_b (cm)	l_{gan,vert}	l_{ganc,incl}	l_{ganc,incl adot}
P1	8	24	5	19	20
P2	8	24	10	14	15
P3	8	24	5	19	20
P4	8	24	5	19	20
P5	8	24	10	14	15
P6	8	24	15	9	10
P7	8	24	5	19	20
P8	8	24	5	19	20
P9	8	24	10	14	15
P10	8	24	10	14	15
P11	8	24	10	14	15
P12	8	24	5	19	20
P13	8	24	5	19	20
P14	8	24	5	19	20
P15	8	24	5	19	20
P16	8	24	5	19	20

Tabela 67 – l_{ef} e número de barras totais calculados com os ensaios PMT

$\varnothing_{\text{barra}}$ (mm)	Pilar	l_{ef} (cm)	$\sum l_{ef}$ (m)	nº de barras
8	P1	2384	715,4	60
	P2	4914		
	P3	2980		
	P4	1736		
	P5	5044		
	P6	10248		
	P7	5568		
	P8	1806		
	P9	5520		
	P10	10074		
	P11	6086		
	P12	2144		
	P13	3080		
	P14	4872		
	P15	3278		
	P16	1806		

4.3 Comparação dos ensaios

As Tabelas 68 e 71 apresentam as comparações das tensões admissíveis e da dimensão B da sapata.

A Tabela 68 mostra que a maior parte das tensões admissíveis calculadas pelo método semiempírico baseado no ensaio PMT foram maiores que pelo ensaio SPT. No entanto, na área de influência 1 (P1, P2, P5 e P6) verificou-se o contrário, fato que pode ser justificável por: (i) possíveis erros na calibração do pressiômetro de Menárd; (ii) amolgamento do solo no processo de abertura dos furos, acarretando assim a diminuição da resistência; (iii) pré-adensamento do solo nesta região devido a sobrecargas anteriormente aplicadas ou (iv) existência de solos naturalmente mais resistentes devido a variabilidade do subsolo na área de projeto.

Mesmo com as diferenças pontuais observadas na área 1, destaca-se que os ensaios PMT proporcionaram, no geral, tensões admissíveis maiores que as calculadas pelos ensaios SPT. Alguns autores, tais como Soares (2003) e Duarte (2006) também relataram a obtenção

de tensões admissíveis superiores utilizando o ensaio PMT como pode ser observado nas Tabelas 69 e 70, respectivamente.

Tabela 68 – Comparação da tensão admissível utilizando os dois tipos de ensaio.

Pilar	σ_{adm} (kPa)	
	SPT	PMT
P1	192,00	164,61
P2	199,79	156,73
P3	162,33	213,99
P4	153,60	198,35
P5	212,28	157,41
P6	213,02	153,12
P7	162,05	228,52
P8	159,76	204,16
P9	162,16	192,04
P10	157,54	207,02
P11	161,25	236,91
P12	160,71	218,75
P13	160,00	183,67
P14	161,63	193,36
P15	154,27	230,45
P16	156,38	215,50

Tabela 69 – Comparação da tensão admissível nos dois tipos de ensaio.

Ensaio	σ_{adm} (kPa)
SPT	400
PMT	421,105

Fonte: Duarte (2006).

Tabela 70 – Comparação da tensão admissível nos dois tipos de ensaio.

Ensaio	σ_{adm} (kPa)
SPT 1B	88
PMT 1B	103,1

Fonte: Soares (2003).

As tensões admissíveis nos ensaios PMT foram superiores ao SPT, resultando em sapatas com dimensões menores, sendo inversamente proporcionais (Equação 01), como mostra a Tabela 71.

Tabela 71 – Comparação das dimensões da sapata nos dois tipos de ensaio.

Pilar	B_{adot.} (cm)	
	SPT	PMT
P1	125	135
P2	155	175
P3	155	135
P4	125	110
P5	155	180
P6	195	230
P7	190	160
P8	130	115
P9	185	170
P10	235	205
P11	200	165
P12	140	120
P13	150	140
P14	175	160
P15	165	135
P16	135	115

A comparação feita com os recalques obtidos nos dois tipos de ensaios esta representada na Tabela 72.

A Tabela 72 mostra que os recalques calculados pelo método de Schmertmann no ensaio SPT são superestimados em comparação com aqueles obtidos pelo método de Menard no ensaio PMT.

Duarte (2006) calculou os recalques utilizando o ensaio da prova de carga em placa, considerado a melhor maneira para se determinar a capacidade de carga e recalque para um elemento de fundação, além dos ensaios SPT e PMT e obteve valores de recalques mais baixos quando dimensionado pelo PMT (mais próximo do valor encontrado na prova de carga), comprovando que pelo SPT os recalques são superestimados (TABELA 73).

Já Soares (2003) calculou o recalque utilizando o ensaio da prova de carga em placa e o PMT, verificando valores próximos entre a prova de carga e a estimativa feita com base no ensaio PMT (TABELA 74).

Tabela 72– Comparação dos recalques calculados com os dois tipos de ensaio.

Pilar	Recalque	
	SPT- ρ (mm)	PMT-w(mm)
P1	15,56	6,65
P2	19,53	7,43
P3	10,13	6,03
P4	7,68	4,74
P5	21,15	7,60
P6	25,47	8,64
P7	12,13	7,38
P8	8,41	5,07
P9	21,35	14,45
P10	25,22	17,69
P11	12,60	7,85
P12	9,09	5,64
P13	17,34	12,16
P14	20,24	14,00
P15	10,01	6,53
P16	8,46	5,37

Tabela 73 – Comparação do recalque calculado com os três tipos de ensaio.

Recalque (mm)	Sapata
SPT- Schmertmann ρ	13,7
PMT- Menárd w	6,2
Prova de carga	6,4

Fonte: Duarte (2006).

Tabela 74 – Comparação do recalque calculado com os dois tipos de ensaio.

Recalque (mm)	Sapata 1
Prova de carga	7,2
PMT- Menárd w	9,8

Fonte: Soares (2003).

Na Tabela 75 é comparado o número de barras de aço (n) por sapata, sendo utilizados os ensaios SPT e PMT. O número de barras calculado pelos dois métodos foram bem próximo.

Tabela 75 – Comparação do número de barras calculadas com os dois tipos de ensaio.

Pilar	n	
	SPT	PMT
P1	9,00	8,00
P2	13,00	13,00
P3	11,00	10,00
P4	7,00	7,00
P5	14,00	13,00
P6	21,00	21,00
P7	16,00	16,00
P8	8,00	7,00
P9	15,00	15,00
P10	23,00	23,00
P11	17,00	17,00
P12	9,00	8,00
P13	10,00	10,00
P14	14,00	14,00
P15	11,00	11,00
P16	8,00	7,00

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusão

Neste trabalho fez-se o dimensionamento de fundações por sapatas utilizando-se de métodos semiempíricos baseados nos ensaios SPT e PMT. Para o ensaio SPT aplicou-se a expressão apresentada por Texeira e Godoy (1998) e no ensaio PMT a expressão de Ménard (1963).

Com base nas tensões admissíveis, recalques e consequente geometrias calculadas no projeto, pode-se concluir que os resultados se apresentaram de forma coerente ao apresentado na literatura, conforme pode se verificar nos trabalhos de Soares (2003) e Duarte (2006) que trabalharam com o ensaio PMT.

As tensões admissíveis calculadas pelo método proposto por Texeira e Godoy (1998) utilizando o ensaio SPT mostraram serem subestimadas quando comparadas com a proposta por Ménard (1962), resultando em dimensões de sapatas maiores.

Os recalques calculados pelo método de Schmertmann (1978) provaram ser superestimados, segundo Duarte (2006) o método funciona melhor, quando aplicado para solos arenosos, por isso os valores obtidos pelo método de Ménard, se aproximaram mais dos valores obtidos pelas provas de carga.

Por fim é possível concluir que o ensaio PMT poderia ter uma maior utilização, visto que é um ensaio que provoca menor distúrbio no solo, ou seja, é possível determinar parâmetros e resistência do solo muito próximo da realidade na qual o material se encontra além que geraria uma economia futura na obra, mesmo se tratando de um ensaio mais caro.

5.2 Sugestão para trabalhos futuros.

Em vista dos estudos realizados sugere-se:

- Realizar ensaios SPT e PMT na região de Lavras/MG para proceder ao dimensionamento de fundações com base nos resultados destes ensaios nos solos da região;
- Inserir outros ensaios de campo para proceder o comparativo, como por exemplo os ensaios com cone (CPT), dilatômetro de Marchetti (DMT) e prova de carga em placa; e
- Ampliar e buscar resultados de ensaios SPT para propor formulações semiempíricas mais próximas da realidade da região;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, Pennsylvania, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **D4719**: Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils. West Conshohocken, Pennsylvania, 1987.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **D7181**: Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken, Pennsylvania, 2011.

ARAUJO, S. P. M. **O ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaissé**. 2001. 156 p. Tese (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2001.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo-Sondagens de simples reconhecimento com SPT-Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Estruturas de concreto armado-procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P 94-110**: Sols: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. 32 p. 1991.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P 94-110-1**: Sols: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. Partie 1: Essai sans cycle. La Plane Saint-Denis, France, 42 p. 2000.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P 94-110-2**: Sols: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. Partie 2: Essai sans cycle. La Plane Saint-Denis, France, 42 p. 2000.

BAGUELIN, F; JÉZÉQUEL, J. F; SHIELDS, D. H. **The Pressuremeters and Foundation Engineering**. Trans Tech Publications S.A, 1978.

BASTOS, P. S. D. S. **Apostila estruturas de concreto 3**. Universidade estadual paulista – UNESP, Bauru, 2016.

BELLO, L. A. L. **Desenvolvimento de um pressômetro de cravação com aplicação nas propriedades mecânicas de resíduos sólidos**. 2004. 286 p. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

BITTENCOURT, D. M. A. **Notas de aula da disciplina: Fundações**. PUC- Goiás, 2011.

BUENO, B. S.; LIMA, D. C.; RÖHM, S. A. **Capacidade de carga de fundações rasas**. Apostila 204. Viçosa, Minas Gerais: Universidade Federal de Viçosa, 1985. 74p.

BURLAND, J.B., BROMS, B.B., MELLO, V.F.B. **Behavior of Foundations and Structures**. 1977. In: Proc. of IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 2, pp. 495-546, Tóquio.

CÂNDIDO, E. S. **Análise inversa do ensaio pressiométrico utilizando o modelo hiperbólico**. 2016. 177 p. Tese (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2016.

CÂNDIDO, E. S. **Notas de aula da disciplina: Fundações**. Segundo semestre letivo de 2018. UFLA, Universidade Federal de Lavras, 2018.

CINTRA, J.C.A; AOKI, N; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

CLARKE, B. G (1995). **Pressuremeters in Geotechnical Design**. Blackie Academic & Professional.

DUARTE, L. N. **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida**. 2006. 118 p. Tese (Mestrado). Universidade federal de Viçosa. Viçosa, 2006.

HACHICH, W; FALCONI, F. F; SAES, J. L; FROTA, R. G. Q; CARVALHO, C. S; NIYAMA, S . **Fundações: teórica e prática**. São Paulo, Pini, 1998.

LEMES, I. J. M. **Notas de aula da disciplina: Fundações**. Primeiro semestre letivo de 2018. UFLA, Universidade Federal de Lavras, 2018.

LEBELLE, P. **Semelles de béton armé**. Paris, 1936.

MARAGON, M. **Investigação geotécnica e parâmetros para fundações**. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF03-Investiga%C3%A7%C3%A3o-Geot%C3%A9cnica-e-Par%C3%A2metros-para-Funda%C3%A7%C3%B5es-2018.pdf>>. Acesso em: 27 de maio de 2019.

MARINHO, F. **Prova de carga sobre placa**. Disponível em : <<https://www.guiadaengenharia.com/tensao-admissivel-metodos-determinacao/>>. Acesso em: 17 de junho de 2019

MENARD, L. **Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultants des essais pressiométriques**. Paris, 1963.

MENARD, L; ROUSSEAU, J. **L'évaluation des tassements-tendances nouvelles**. Paris, 1962.

NUERNBERG, M. F. **Tipos de fundações: como definir a melhor para a sua obra?** Disponível em: < <https://www.conazsolucoes.com.br/2017/05/25/fundacao-para-sua-obra/>>. Acesso em: 12 de abril de 2019.

OLIVA, R. R. R. S. **Caracterização do Comportamento de Materiais a partir do Ensaio Pressiométrico.** 2009. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2009.

PENNA, D. **Ensaaios pressiométricos-PMT.** Disponível em: <<http://www.damascopenna.com.br/GridPortfolio/pressiometro/>>. Acesso em: 20 de abril de 2019.

PEREIRA, C. **Noções básicas de fundações.** Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/nocoos-basicas-de-fundacoes/>>. Acesso em: 11 de abril de 2019.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas.** 2009. 161 p. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2ª edição. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SCHMERTMANN, J.H. **Guidelines for Cone Penetration Testing-Performance and Desing.** U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, report FHWA-TS-78-209. 1978

SILVA, E. M. J. **O ensaio pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento.** 2001. 8 p. Artigo. Ualg. Faro, 2001.

SILVA, C. H. C. **Notas de aula da disciplina: CIV 334 - Fundações.** Caderno de Projeto de Fundações Rasas. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2008.

SOARES, D. A. J. **Estudo da capacidade de carga e recalque em um solo residual de gnaiss através de ensaios de campo e laboratório.** 2003. 135 p. Tese (Mestrado) Universidade federal de Viçosa. Viçosa, 2003.

SPT-Equipamentos de sondagens. **SPT- equipamentos.** Disponível em: <<https://sptequipamentosdesondagem.com.br/loja/pagina-exemplo/>>. Acesso em: 18 de abril de 2019.

VASCONCELOS, S. **Notas de aula da disciplina: Fundações.** Primeiro semestre letivo de 2018. UNISUAM, 2018.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do solo, fundações superficiais e fundações profundas.** Volume completo. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VESIC, Aleksander S. **Bearing Capacity of Shallow Foundation**, In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. (eds.) *Foundation Engineering handbook*. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Co. Cap. 3, p.121-147. 1975.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. **Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática.** 2ª edição. PINI. São Paulo, 1998.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical Soil Mechanics.** New York, John Wiley e sons, 1942.