

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Efeitos da Compactação Dinâmica em Solo Residual

Matheus Miotto Rizzon

Porto Alegre
2016

MATHEUS MIOTTO RIZZON

**EFEITOS DA COMPACTAÇÃO DINÂMICA EM SOLO
RESIDUAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2016

Rizzon, Matheus Miotto
Efeitos da Compactação Dinâmica em Solo Residual /
Matheus Miotto Rizzon. -- 2016.
89 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.
Coorientadora: Karla Salvagni Heineck.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2016.

1. Engenharia Civil. 2. Geotecnia. 3. Compactação
Dinâmica. 4. Melhoramento de Solos. 5. Solo Residual.
I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Heineck, Karla
Salvagni, coorient. III. Título.

MATHEUS MIOTTO RIZZON

**EFEITOS DA COMPACTAÇÃO DINÂMICA EM SOLO
RESIDUAL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 de agosto de 2016

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canada
Orientador

Prof^ª. Karla Salvagni Heineck
Dr. pela UFRGS, Brasil
Co-orientadora

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)
Ph.D. pela University of Oxford, Inglaterra

Prof. Jarbas Milititsky (UFRGS)
Ph.D. pela University of Surrey, Inglaterra

Prof. Antônio Thomé (UPF)
Dr. pela UFRGS, Brasil

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela UFRGS, Brasil

Dedico este trabalho a meus amados pais.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço profundamente ao professor Nilo Consoli por acreditar e confiar o desenvolvimento deste projeto a mim. Durante todo o processo se mostrou sempre disponível, passando uma extrema motivação e muito conhecimento, o que a meu ver são qualidades essenciais a um grande pesquisador e orientador. Mais uma vez, muito obrigado.

Devo também agradecer a toda equipe do LEGG por ajudar no desenvolvimento dos ensaios, ensinamentos e pela troca de ideias. Dentre todos os membros, fica um agradecimento especial ao Alejandro Quinonez um grande parceiro e responsável para a conclusão dos ensaios triaxiais, demonstrando disponibilidade e parceria fora de série. Também ao colega Naloan Sampa, que além de se de grande ajuda nos ensaios oedométricos, se mostrou um grande amigo.

Sou grato também a toda equipe da Milititsky Consultoria Geotécnica, principalmente ao Dr. Jarbas Milititsky e ao Eng^o Wilson Borges, desde a disponibilidade horária concedida a todo o apoio dado por vocês. Foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho com sucesso.

Durante o trabalho de campo, tive a oportunidade de conhecer a UPF e toda sua equipe, que devo registrar meu muito obrigado, pois me senti em casa durante minha passagem na Universidade. Agradeço muito ao professor Antonio Thomé, líder do laboratório de solos da UPF, por aceitar o desenvolvimento do trabalho no campo experimental. Devo agradecer imensamente ao Leunir Freitas, pois sem sua participação e envolvimento, com certeza o trabalho não teria sido realizado com o sucesso que foi. Muito obrigado meu parceiro.

Laura, tu sabe o quão é importante em minha vida, e durante todo esse processo não se mostrou diferente. Te amo! Grazie bella.

Agradeço muitíssimo à minha família, Ivan, Clarice e Bruno, pois sem o apoio de vocês este trabalho não teria chegado ao fim. Sou uma pessoa iluminada por ter vocês em minha vida. Obrigado, e amo vocês!

*The best journeys answer questions that in the
beginning you didn't even think to ask.*

Yvon Chouinard

RESUMO

RIZZON, M. M. **Efeitos da Compactação Dinâmica em Solo Residual**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Não são raros os casos onde os locais escolhidos para a implantação de determinadas obras não apresentam condições adequadas ou desejadas do ponto de vista geotécnico. Diversas metodologias foram criadas para enfrentar tal problema, seja por substituição de material, realocação da obra, uso de soluções estruturais, melhoria do material, etc. A melhoria de solos utilizando repetições de queda livre de um peso a determinada altura com o intuito de compactar o solo é uma das técnicas mais básicas e antigas que se tem relato. Esse procedimento, quando utilizadas grandes massas e alturas, é conhecido como Compactação Dinâmica. O estudo dessa prática no Brasil é extremamente raro, visto que não é atualmente praticada, apesar da sua ampla utilização mundial. A fim de se conhecer e estudar o comportamento, em termos de resistência e condutividade hidráulica, de solo residual do Estado do Rio Grande do Sul (RS) quando utilizada a Compactação Dinâmica, foi proposto um estudo, em escala real, com o objetivo de avaliar as possíveis melhorias no campo experimental da Universidade de Passo Fundo, na cidade de Passo Fundo – RS. O solo encontrado na região de Passo Fundo possui características interessantes para o estudo da compactação dinâmica, como alto teor de argila, altos índices de vazios e leve cimentação natural. No presente trabalho, foi realizada a compactação dinâmica de campo com massas de 5,5 t e 10,0 t, com alturas de queda de 1,5 a 3,0 m. Nos cinco ensaios realizados, foram feitas medidas do afundamento após cada golpe, bem como coletadas amostras do fundo das crateras. A profundidade estimada de melhoria abaixo do fundo da cratera, de acordo com o modelo de densificação indicado, é de cerca de 3,30 m. Nos ensaios de laboratório realizados nas amostras indeformadas coletadas (natural e pós-compactação), percebeu-se uma redução de duas ordens de grandeza na condutividade hidráulica, passando de 10^{-5} para 10^{-7} m/s. Nos ensaios triaxiais, verificou-se aumento da resistência, com ângulo de atrito passando de $26,6^\circ$ para $35,3^\circ$, sem alteração do intercepto coesivo (aproximadamente 14 kPa). Por fim, realizados ensaios oedométricos, pode-se notar que a tensão de plastificação aumentou de 70 para 300 kPa, com mudança significativa do comportamento do material.

Palavras-chave: *compactação dinâmica; melhoramento de solos; solo residual.*

ABSTRACT

RIZZON, M. M. **Effects of Dynamic Compaction in Residual Soil**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Are not rare the situations where the site chosen to build structures does not present good geotechnical soil conditions. Many techniques have been created to deal with this issue, replacing the original soil, change the site, using structural solutions, improving the existing soil, etc. Improving the existing soil using a free falling weight dropped at determined height with the objective to densify the soils is one of the oldest and basic techniques known. Such procedure, when using really heavy masses and high dropping elevations is called Dynamic Compaction (also called Heavy Tamping). The study of this technique in Brazil is extremely rare, since it is not used in the current practice, although it has wide use in the world. With the objective of understanding and studying the behavior, in terms of resistance and permeability, of a residual soil of Passo Fundo (RS) when compacted using Dynamic Compaction, a field and laboratory investigation was proposed. An experimental field, located in the city of Passo Fundo (RS) was the site chosen to execute the proposed study. The soil founded there has some interesting characteristics to the dynamic compaction study, such as high content of clay, a high void ratio and a bonded structure. In the present study, the Dynamic Compaction was executed using steel blocks with 5,5 and 10,0 t. The dropping heights used were 1.5 and 3.0 meters. In the 5 points where the technique was tested, measurements of the displacements were made after each drop of the mass. Undisturbed samples were collected in the bottom of the crater after finished the compaction. The depth of the densified soil, below the crater was estimated at about 3,30 m. According to laboratory tests, a strong reduction of the permeability was observed, from 10^{-5} to 10^{-7} m/s. In the triaxials test, the soil showed an increase in strength. The friction angle changed from 26.6° to 35.5° , while the cohesion intercept did not change (approximately 14 kPa). According to oedometric tests, the plastification pressure increased from 70 to 300 kPa, with a change in the behavior of the material.

Key-words: *dynamics compaction; improvement of soils; residual soil.*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
2. A COMPACTAÇÃO DINÂMICA	14
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA.....	14
2.2. ASPECTOS CONCEITUAIS	15
2.3. TIPOS DE SOLO	16
2.3.1. Solos da Zona 1	18
2.3.2. Solos da Zona 2	18
2.3.3. Solos da Zona 3	18
2.3.4. Considerações específicas sobre solos coesivos	19
2.4. AVALIAÇÃO DAS RESTRIÇÕES DO LOCAL	23
2.4.1. Vibrações	24
2.4.2. Deslocamentos laterais	26
2.4.3. Nível d'água elevado	27
2.4.4. Presença de camadas moles ou rígidas	28
2.5. AVALIAÇÃO DOS REQUERIMENTOS DE PROJETO	28
2.5.1. Utilização de Ensaios de campo	29
2.5.2. Verificação da profundidade da cratera.....	30
2.5.3. Avaliação dos recalques	31
2.5.4. Propriedades mínimas do solo.....	33
2.6. EQUIPAMENTOS	34
2.6.1. Blocos	34
2.6.2. Guindastes.....	36
2.7. EXECUÇÃO DA TÉCNICA	37
2.8. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	40
2.8.1. Seleção da massa do bloco e da altura de queda	40
2.8.2. Determinação da energia de aplicação	46
2.8.3. Área a densificar.....	47
2.8.4. Espaçamento da malha e número de golpes	47

2.8.5. Múltiplas passadas	50
2.8.6. Camada de estabilização da superfície	51
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	52
3.1. MATERIAIS.....	52
3.1.1. Guindaste e gatilho	52
3.1.2. Blocos de aço.....	52
3.1.3. Solo Residual Não-Saturado de Passo Fundo/RS	56
3.2. METODOLOGIA.....	58
3.2.1. Programação da Compactação Dinâmica Profunda	59
3.2.1.1. Área de estudo.....	59
3.2.1.2. Pontos de Estudo	60
3.2.1.3. Ensaio de Campo.....	61
3.2.2. Programação dos ensaios de laboratório	65
3.2.2.1. Resistência ao cisalhamento	65
3.2.2.2. Condutividade Hidráulica	65
3.2.2.3. Compressão Oedométrica	65
3.2.3. Execução da Técnica	65
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	66
4.1. ENSAIOS DE CAMPO.....	66
4.1.1. Compactação Dinâmica.....	66
4.1.2. Cone dinâmico	70
4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	72
4.2.1. Condutividade hidráulica.....	72
4.2.2. Ensaio Triaxiais.....	74
4.2.3. Ensaio Oedométricos	78
5. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS.....	81
5.1. CONCLUSÕES	81
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	82
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Compactação dinâmica profunda (Lukas, 1995)	15
Figura 2.2 - Ilustração da técnica (www.menard-web.com)	16
Figura 2.3 - Tipos de solo na compactação dinâmica profunda. (Baseado em: Lukas, 1995) .	17
Figura 2.4 - Resposta volumétrica em solos coesivos (Baseado em: Slocombe, 2004).....	21
Figura 2.5 - Fases da compactação dinâmica para materiais argilosos (adaptado de Ménard, 1975)	22
Figura 2.6 - Resultados de testes in-situ em solos coesivos (Baseado em: Slocombe, 2004)..	23
Figura 2.7 - Relação entre velocidade partículas e energia (Baseado em: Lukas, 1995)	25
Figura 2.8 - Deslocamentos laterais medidos a 3,0m do centro (Baseado em Lukas, 1995) ...	26
Figura 2.9 - Deslocamentos laterais medidos a 6,1m do centro (Baseado em Lukas, 1995) ...	27
Figura 2.10 - Relação entre profundidade da cratera normalizada e número de golpes (Baseado em Mayne, 1984)	30
Figura 2.11 - Relação entre assentamento (recalque) e energia aplicada (Baseado em Mayne, 1984)	33
Figura 2.12 - Demonstração de potencial de colapso para solos colapsíveis (Baseado em Lukas, 1995).	34
Figura 2.13 - Exemplos de blocos (Kopf, 2010)	35
Figura 2.14 - Comparação entre blocos de base plana e de base cônica (Baseado em Arslan et al., 2007)	36
Figura 2.15 - Exemplos de tipos de guindastes (Baseado em Kopf,2010).....	37
Figura 2.16 - Resultado típico após fase “tamping” (Baseado em Lukas, 1995)	39
Figura 2.17 - Resultado típico após fase “ironing” (Baseado em Lukas, 1995).....	39
Figura 2.18 - Determinação do intervalo para seleção de “n” (Baseado em Mayne, 1984)....	42
Figura 2.19 - Relação entre profundidade de melhoria e número de golpes (Baseado em Lukas, 1995)	44
Figura 2.20 - (a) Seleção espaçamento entre pontos de impacto para $\Delta\phi_c$; (b) Seleção espaçamento entre pontos de impacto para $\Delta\phi_m$ (Baseado em Chow <i>et al</i> , 1994)	49
Figura 2.21 - Levantamento lateral formado ao lado da cratera (Baseado em Lukas, 1995)...	50

Figura 3.1 – Diferentes configurações dos blocos de aço	53
Figura 3.2 – Registro fotográfico dos blocos de aço (a) bloco 1 e (b) bloco 2.	54
Figura 3.3 – Blocos combinados e detalhe da barra de união	54
Figura 3.4 – Detalhe da amarração dos cabos de aço às talas metálicas.	55
Figura 3.5 – Investigação do subsolo (Faro, 2014).	58
Figura 3.6 – Foto aérea do local onde serão realizados os ensaios (Google, 2015).	60
Figura 3.7 – Localização dos pontos de estudo.	61
Figura 3.8 – Detalhe dos cilindros para coleta de amostras do fundo.	62
Figura 3.9 – Amostras retiradas dos cilindros (esquerda) e após a retirada, sendo parafinadas (direita).....	63
Figura 3.10 – Moldagem dos corpos de prova.	63
Figura 3.11 – DCP já cravado no fundo da cratera.	64
Figura 4.1 – Curvas Golpes vs Recalque Acumulado	66
Figura 4.2 – Curvas Golpes vs Afundamento por golpes.....	67
Figura 4.3 – Padrão estimado de densificação do material no entorno da cratera (medidas em metros).	68
Figura 4.4 – Curvas Golpes vs Afundamento/Raiz quadrada da Energia	69
Figura 4.5 – Volume da cratera vs Energia total aplicada (altura x massa x n° golpes)	70
Figura 4.6 – Curvas dos Golpes vs Profundidade obtidos com o Cone Dinâmico.....	71
Figura 4.8 – Permeâmetro de parede flexível utilizado para realização dos ensaios de condutividade hidráulica.....	73
Figura 4.9 – Envoltória de ruptura para solo natural.....	75
Figura 4.10 – Envoltória de ruptura para solo compactado.....	75
Figura 4.11 – Ruptura solo natural (esquerda) vs ruptura solo compactado (direita)	76
Figura 4.12 – Curva tensão vs deformação para tensão confinante de 20 kPa.....	77
Figura 4.13 – Curva tensão vs deformação para tensão confinante de 40 kPa.....	78
Figura 4.14 – Resultados dos ensaios oedométricos	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Ensaios para avaliação da compactação dinâmica	29
Tabela 2.2 - Melhoramento máximo verificado através de ensaios	32
Tabela 2.3 - Estimativa de recalque baseado na profundidade de melhora.....	32
Tabela 2.4 - Valores encontrados de “n” por diversos autores.....	43
Tabela 2.5 - Estimativas de “n” conforme tipo de solo	43
Tabela 2.6 - Intervalos típicos de energia para diversos solos	47
Tabela 3.1 - Caracterização do solo de estudo.	57
Tabela 3.2 – Pontos de estudo	60
Tabela 4.1 – Resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica	73
Tabela 4.2 – Índices físicos das amostras.....	74
Tabela 4.3 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais.....	76

1. INTRODUÇÃO

Não são raros os casos onde o local escolhido para a implantação de determinada obra não apresentam condições adequadas ou desejadas do ponto de vista geotécnico. Diversas metodologias foram criadas para enfrentar tal problema, seja por substituição de material, realocação da obra, uso de soluções estruturais, melhoria do material, etc. Dentre as soluções existentes, a melhoria do material existente, em geral, não é a prática mais utilizada. Isso se deve, em parte, à dificuldade de previsão e da garantia esperada da melhoria, decorrente do baixo número de estudos e publicações na área. No entanto, muitas vezes a melhoria do material existente se apresenta como a solução menos onerosa à obra.

Dentre as propriedades dos solos, as que mais acarretam implicações negativas são resistência, compressibilidade e permeabilidade (no caso da geoengenharia de contaminantes). Existem diversas técnicas de melhoria de tais propriedades, sendo a compactação uma das mais simples e eficazes.

O tratamento de solos utilizando repetições de queda livre de um peso a determinada altura com o intuito de compactar o maciço de solo é uma das técnicas mais básicas e antigas que se tem relato. Tal procedimento, quando utilizadas grandes massas e alturas é conhecido como Compactação Dinâmica. A técnica é geralmente aplicada a solos granulares (não coesivos), secos ou parcialmente saturados, com o objetivo principal de redução dos vazios do solo. Não se tem registros do seu uso em solos residuais tropicais, como é o caso dos solos encontrados no Estado do RS. Essa redução tem com função a densificação e melhora das propriedades inerentes à Engenharia Geotécnica – como capacidade de suporte e redução de deslocamentos. A técnica tem como grande vantagem o custo e velocidade de execução, quando comparada com outras técnicas de compactação.

O uso da compactação dinâmica é bastante antigo, existem registros de uso de uma variação da técnica pelo Império Romano. Nos Estados Unidos, têm-se registros do uso por volta de 1870. No entanto, a técnica se consolidou em 1970, quando Louis Ménard patenteou a técnica na França, disseminando sua utilização mundialmente.

O estudo de tal prática no Brasil é extremamente raro, visto que não é atualmente praticada, apesar da sua ampla utilização mundial. Desta forma, o estudo deste tipo de intervenção em solos nacionais é oportuno e de grande interesse para a validação e disseminação da técnica de melhoramento.

A fim de se conhecer e estudar o comportamento, em termos de resistência e condutividade hidráulica, de um solo residual do estado quando utilizada a Compactação Dinâmica, foi proposto um estudo, em escala real, das possíveis melhorias. O local escolhido foi a cidade de Passo Fundo – RS. No município, há a ocorrência de solo poroso, residual de basalto, com alto teor de argila, estruturado com leve cimentação natural e presença de vazios, classificado como MH, ou silte de alta plasticidade. Foi executada a técnica da Compactação Dinâmica no campo experimental da UPF, com utilização de blocos com massas de 5,5 e 10,0 t, com alturas de queda de 1,5 e 3,0 m. A parte laboratorial foi composta pela execução de ensaios nas amostras indeformadas coletadas no fundo das crateras.

Com o intuito de conhecer o comportamento deste material quando submetido à Compactação Dinâmica, foram realizados ensaios em escala real, com avaliação da condição final do solo e comparado à condição natural.

De maneira sucinta, o objetivo principal do trabalho proposto, utilizando a Compactação Dinâmica, é:

1. Avaliação, em termos de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica, do material natural e pós compactação dinâmica;

De forma a complementar o objetivo principal do trabalho, existem objetivos secundários que deverão ser observados:

- a. Avaliação da influência da energia aplicada nos resultados;
- b. Comparação dos resultados da compactação dinâmica em campo com dados da bibliografia existente;

O desenvolvimento do trabalho se deu conforme os 5 capítulos seguintes. O capítulo 1 apresenta um contexto geral do assunto abordado nesta dissertação de mestrado, destacando principalmente os objetivos a serem alcançados.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão geral da técnica de Compactação Dinâmica. São apresentados conceitos básicos, um breve histórico e um apanhado geral de todos os pontos de interesse da técnica.

O capítulo 3 aborda os materiais e métodos envolvidos na pesquisa. São expostos os materiais e equipamentos utilizados no decorrer do trabalho. Descrevem-se detalhadamente as considerações realizadas e procedimentos adotados, justificando cada tomada de decisão.

No capítulo 4 são apresentados os resultados dos experimentos realizados. Também é feita uma análise crítica dos resultados, e feita comparação dos resultados de campo com os de laboratório.

No capítulo 5 é feito o fechamento da dissertação. De maneira sucinta, apresentam-se as principais conclusões observadas durante o processo, bem com sugestões para trabalhos futuros.

2. A COMPACTAÇÃO DINÂMICA

Este capítulo tem por finalidade a apresentação dos aspectos fundamentais no que concerne aos conceitos, aplicações e especificidades da técnica de melhoramento de solos designada como compactação dinâmica profunda.

Pretendeu-se agregar de maneira sucinta as principais informações acerca da técnica, sempre incluindo ao texto as referências-chave e autores mais importantes, demonstrando os aspectos mais corriqueiros e convencionais utilizados em obras pelo mundo. A ideia é, também, enfatizar as informações mais relevantes no que diz respeito à utilização da técnica em solos coesivos, objeto específico de pesquisa desta dissertação de mestrado.

2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

O princípio de deixar cair “grandes pesos” na superfície do solo para melhorar solos em profundidade tem atraído muitas reivindicações para sua primeira utilização (Slocombe, 2004). Existem indícios que sugerem que o uso da compactação dinâmica é uma técnica bem antiga, algo de séculos atrás, conforme indicado por desenhos chineses (Ménard e Broise, 1975 apud Slocombe, 2004) e que até os Romanos teriam a usado em construções (Kerisel, 1985 apud Slocombe, 2004). Registros mais recentes reportam o uso em 1871 através de um velho tanque de guerra usado para a compactação de solo (Lundwall, 1968 apud Slocombe, 2004).

Mais tarde, há evidências de que a compactação dinâmica profunda tem sido aplicada na Áustria e na Alemanha desde os anos 1930, mas foi inicialmente limitada aos pesos de cerca de 10 toneladas e alturas de queda de cerca de 10 m (Kopf et al., 2010).

Entretanto, a técnica de compactação dinâmica foi promovida por Louis Ménard em 1969/1970 (Ménard e Broise, 1975; Mayne, 1984), na França e após seguiu para a Grã-Bretanha em 1973 e para a América do Norte em 1975 (Slocombe, 2004).

Durante a década de 1970 e 1980 (até 1984), a compactação dinâmica se consagrou como um método aceitável de melhoria do terreno, tratando solos pobres *in situ* (Mayne, 1984), pois o método é, muitas vezes, uma alternativa economicamente atraente para a utilização de

fundações superficiais e preparação do solo para a construção, quando comparado com outras soluções convencionais.

2.2. ASPECTOS CONCEITUAIS

A ideia central da compactação dinâmica profunda consiste, convencionalmente, no uso de um pesado bloco que é repetidamente levantado e solto por um único cabo, variando as alturas de impacto no solo, sendo que a massa dos blocos geralmente varia de 5,4 a 27,2 toneladas e as alturas de queda estão entre 12,2 e 30,5 metros (Lukas, 1995; Mayne, 1984). A Figura 2.1 apresenta um esquema básico da técnica de compactação dinâmica profunda.

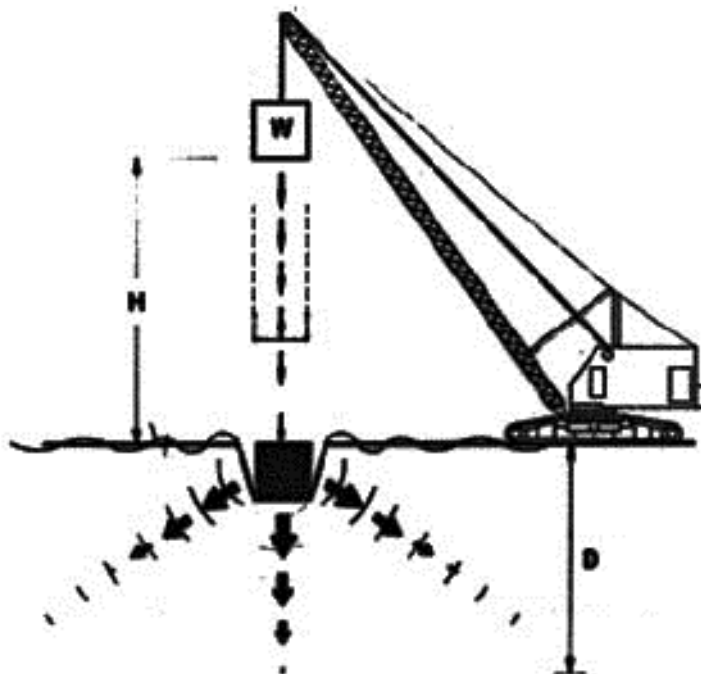


Figura 2.1 - Compactação dinâmica profunda (Lukas, 1995)

Já Kopf et al. (2010) indicam que, com o avanço da tecnologia (maiores e melhores equipamentos), as massas dos blocos podem variar muito, assim como as alturas de queda, citando valores extremos de 200 toneladas para a massa do bloco e alturas de 40 m.

A melhoria do solo é dada em função da energia aplicada. Esta energia é dependente da massa do bloco, da altura de queda, do espaçamento da malha e do número de golpes em cada ponto da malha (Lukas, 1995). Estes fatores têm grande importância no planejamento da execução

da compactação e a sua correta determinação e estudo são requisitos indispensáveis para o sucesso na aplicação da técnica.

Essa técnica de melhoria do solo já foi aplicada com sucesso em diferentes locais e tipos de depósitos de solo. Destaca-se, dentre as aplicações, a utilização mais recomendada em solos predominantemente granulares, com menor incidência em solos argilosos (Mayne, 1984). Entretanto, a utilização em aterros argilosos, parcialmente saturados (acima do nível d'água) se mostrou bastante aceitável e viável (Lukas, 1995). A utilização em solos coesivos possui algumas ressalvas, que serão vistas adiante.

A Figura 2.2 apresenta uma ilustração da utilização da técnica em solos granulares, demonstrando a queda de bloco.



Figura 2.2 - Ilustração da técnica (www.menard-web.com)

2.3. TIPOS DE SOLO

Durante a compactação dinâmica, os solos são densificados no teor de umidade predominante *in-situ*. Para a densificação ser eficaz, o depósito deve ser relativamente permeável para que,

então, o excesso de poro-pressão que se desenvolve durante a densificação possa se dissipar de forma rápida, permitindo que as partículas do solo se movam para um estado mais denso (Lukas, 1995). Assim sendo, o autor indica que os depósitos de solo mais favoráveis para a compactação dinâmica seriam aqueles em que a condutividade hidráulica do solo é elevada e a drenagem é boa. Da mesma forma, os depósitos com uma condutividade hidráulica muito baixa e má drenagem são cenários desfavoráveis para a compactação dinâmica.

Lukas (1995) indica a variação da granulometria do solo onde é apropriada a execução da compactação dinâmica como técnica de melhoramento do solo (Figura 2.3). Esta figura propõe a subdivisão em três distintas zonas de classificação, conforme granulometria, índice de plasticidade e condutividade hidráulica.

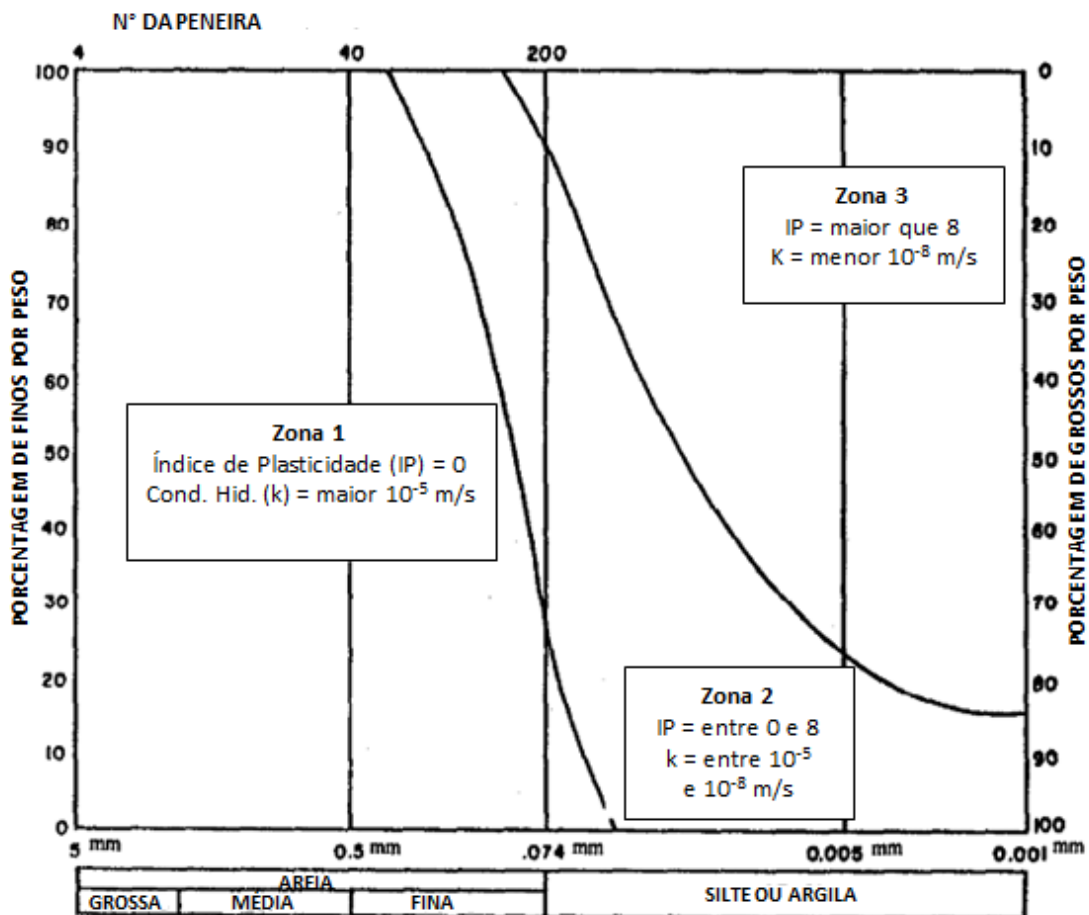


Figura 2.3 - Tipos de solo na compactação dinâmica profunda. (Baseado em: Lukas, 1995)

2.3.1. Solos da Zona 1

Os solos desta zona são, conforme a Figura 2.3, solos com coeficiente de condutividade hidráulica (k) maior que 10^{-5} m/s e índice de plasticidade (IP) igual a zero.

É a zona considerada a mais favorável para a compactação dinâmica, pois, conforme apresentado, funciona melhor em depósitos em que o grau de saturação é baixo, a permeabilidade da massa de solo é alta e possui drenagem eficiente. Depósitos considerados mais adequados para compactação dinâmica incluem os solos granulares permeáveis. Para Lukas (1995), se estes depósitos estão situados acima do lençol freático, a compactação é imediata, pois as partículas do solo são forçadas a um estado mais denso. E se estes depósitos estão situados abaixo do lençol freático, e a condutividade hidráulica é suficientemente elevada, o excesso de poro-pressão gerado pelo impacto dissipa-se quase imediatamente, ou seja, a densificação se dá praticamente de forma instantânea.

Estes solos da chamada Zona 1 incluem não só as areias e cascalhos naturais, mas também os depósitos constituídos por entulho, alguns rejeitos, alguns resíduos industriais tais como escória, e depósitos de lixo (Lukas, 1995).

2.3.2. Solos da Zona 2

Os solos desta zona são, conforme a Figura 2.3, solos com coeficiente de condutividade hidráulica (k) entre 10^{-5} e 10^{-8} m/s e índice de plasticidade (IP) entre 0 e 8.

Esta zona é considerada intermediária entre os solos mais favoráveis e desfavoráveis para a compactação dinâmica. Siltes, siltes argilosos e siltes arenosos se enquadram nesta categoria. A compactação dinâmica funciona nestes depósitos, mas devido à condutividade hidráulica mais baixa do que o desejado, a energia deve ser aplicada usando múltiplas fases ou passadas múltiplas (Lukas, 1995). Tempo suficiente deve ser permitido entre as fases ou passagens para permitir que o excesso de poro-pressão gerado se dissipe. Por vezes, a pressão da água em excesso leva dias ou semanas para se dissipar.

2.3.3. Solos da Zona 3

Os solos desta zona são, conforme a Figura 2.3, solos com coeficiente de condutividade hidráulica (k) menor que 10^{-8} m/s e índice de plasticidade (IP) maior que 8. São solos com

baixíssima condutividade hidráulica, como argilas e deposições orgânicas, afirmam Terashi e Juran (2000).

Depósitos em que a compactação dinâmica não é adequada seriam os solos argilosos, naturais ou de preenchimento, que estão saturados. Em depósitos saturados, as melhorias não podem ocorrer a menos que o conteúdo de água do depósito é reduzido. Geralmente, os solos argilosos têm condutividade hidráulica inferior a 10^{-9} m/s, de modo que a dissipação do excesso de poro-pressão gerada durante a compactação dinâmica não pode ocorrer, exceto ao longo de um período de tempo prolongado. Isto faz com que a compactação dinâmica seja impraticável para esses depósitos. Além disso, o grau de melhoria é geralmente menor quando comparado aos outros tipos de solo (Lukas, 1995).

O autor ainda destaca que algumas melhorias foram alcançadas em depósitos argilosos de aterro que são apenas parcialmente saturados. Neste caso, a melhoria ocorre quando as partículas são compactadas antes de os depósitos se tornarem totalmente saturados. Após a saturação ocorrer, nenhuma melhoria adicional será verificada, independentemente da quantidade de energia aplicada.

Geralmente, o teor de umidade dos solos argilosos antes da compactação dinâmica deve ser menor do que o limite de plasticidade do depósito.

O solo estudado no presente trabalho possui características que se encaixam nas três zonas indicadas. No item 3.1.3 estes índices são explicitados.

2.3.4. Considerações específicas sobre solos coesivos

De acordo com Slocombe (2004), a resposta das argilas à compactação dinâmica é mais complexa do que a resposta dos solos granulares, sendo que há diferenças cruciais entre solos acima ou abaixo do nível d'água. Para este autor, diversas considerações especiais podem ser citadas acerca da utilização da técnica em solos coesivos. Estas considerações são apresentadas a seguir. Ainda, Ménard e Broise (1975) afirma que até a aplicação devida da técnica em solos argilosos saturados, imaginava-se que era impossível atingir uma densificação satisfatória.

Para Slocombe (2004), a compactação dinâmica aplica uma sobrecarga praticamente instantânea, que é transferida para a água dos poros em uma base localizada. Ménard e Broise (1975) apresenta uma teoria curiosa, afirmando que as argilas sofrem recalques instantâneos

devido à compressão de micro bolhas de gás presente dentro de sua estrutura. Tal resposta é razoável para materiais granulares, no entanto não é, de acordo com as teorias clássicas, para materiais pouco permeáveis saturados. O autor ainda afirma que estudos subsequentes mostraram que a maioria dos solos quaternários apresenta gás na forma de micro bolhas (quantidade variando entre 1 e 4%).

A carga transferida para a água cria zonas de gradiente de pressão de água positiva que induzem a água escoar rapidamente a partir da matriz do solo. Este efeito é ainda mais acelerado pela formação de canais de drenagem adicionais por cisalhamento e fratura hidráulica. Portanto, o adensamento ocorre muito mais rapidamente do que seria o caso com a carga estática. A compactação dinâmica literalmente expulsa a água do solo para efetivamente pré-carregar o solo. Uma resposta volumétrica típica é ilustrada na Figura 2.4.

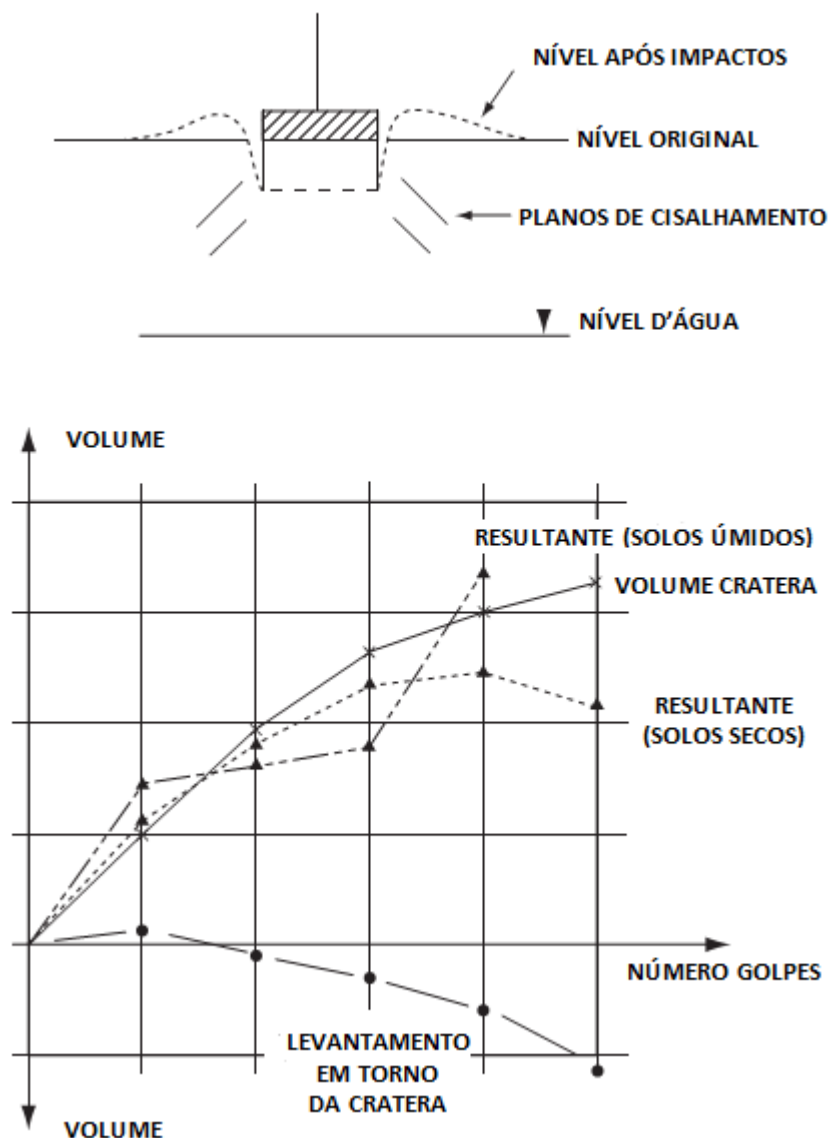


Figura 2.4 - Resposta volumétrica em solos coesivos (Baseado em: Slocombe, 2004)

Nas argilas localizadas acima lençol freático, estas tendem a apresentar relativamente baixo teor de umidade e até mesmo uma pequena redução de vazios pode resultar em uma melhora significativa na capacidade de suporte. O caminho de drenagem também é relativamente curto. Como tal, o tratamento é relativamente simples e rápido. Para as argilas situadas abaixo do lençol freático, uma redução muito maior do teor de umidade é geralmente necessário na presença de um gradiente de poro pressão baixo e um caminho de drenagem longo.

Para depósitos argilosos (de aterro) acima do nível d'água, a estrutura com vazios permite maior mobilidade da água causando baixas poro-pressões e períodos de dissipação mais curtos em comparação com argilas naturais. Apesar do teor de umidade maior, novamente a melhora seria alcançada principalmente pelo colapso de vazios.

Slocombe (2004) ainda enfatiza que o tratamento de argilas requer um controle experiente no local. Durante o tratamento, depois de um pequeno número de golpes, um levantamento começa a desenvolver em torno das extremidades de cada cratera. Ménard (1975) ainda afirma que após a compressão completa dos gases dentro da argila, o material começa a responder como incompressível e a liquefação do material ocorre – ocorrem deslocamentos sem variação no volume. Se continuarem os impactos, o levantamento pode aumentar de tal forma que ele pode ultrapassar o volume da cratera. Claramente este é exatamente o oposto do que é desejado. Além disso, levantamentos adicionais podem ocorrer pela execução dos impactos em uma malha de impacto muito densa. Se excessivo levantamento em torno de uma cratera individual começa a ocorrer, é essencial que a execução dos golpes nessa posição seja interrompida. Terashi e Juran (2000) citam que é fundamental a dissipação do excesso de poro pressão gerado antes de golpes adicionais, a fim de se evitar tal fenômeno citado.

O tratamento de solos argilosos quase sempre requer um maior número de passadas quando comparado com um perfil similar de constituintes predominantemente granulares. O tratamento eficaz é conseguido pela tentativa de fornecer tanto melhoramento tão rapidamente quanto possível, reconhecendo que a resposta dos solos vai ditar a velocidade das operações de tratamento.

De forma geral, o processo da compactação dinâmica em materiais de comportamento argiloso se dá em 3 etapas. A primeira consiste na aplicação dos primeiros golpes, ocorrendo variação de volume, com geração de excesso de poro pressão (eventualmente criando cenário

de liquefação). Neste momento, devido ao excesso de poro pressão, a capacidade de suporte do material é mínima. Após algum tempo, passa-se da fase 1 para a 2, onde começa a ocorrer a dissipação deste excesso de poro pressão gerado na fase 1. Nesta etapa, não ocorrem alterações volumétricas, e o solo começa a apresentar ganhos de resistência em função da dissipação. A fase 3 consiste na dissipação completa da poro pressão, ou seja, a solo está apto a receber uma nova sequência de golpes. A figura 2.5 apresenta uma ilustração destas fases.

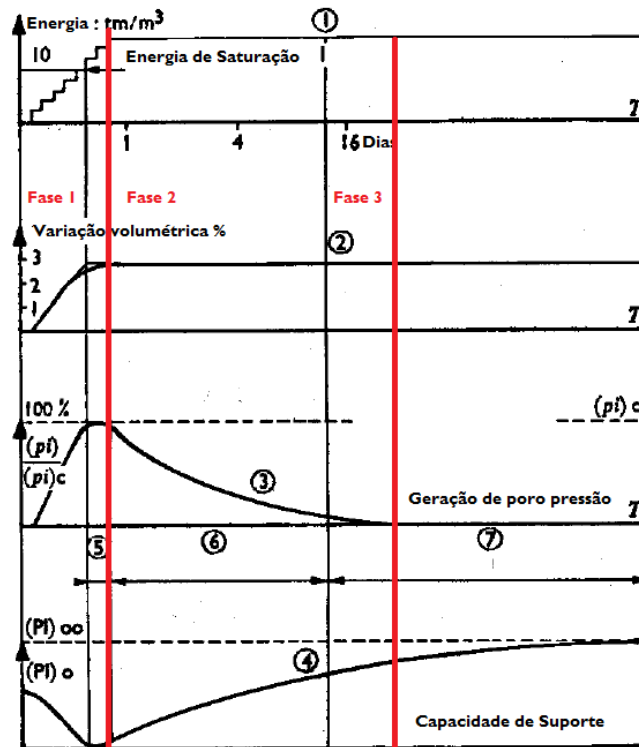


Figura 2.5 - Fases da compactação dinâmica para materiais argilosos (adaptado de Ménard, 1975)

Ainda, solos argilosos continuarão a melhorar por um período significativo após o tratamento (West, 1976 *apud* Slocombe, 2004). Para ilustrar isto, tem-se a Figura 2.6, que apresenta a evolução da melhoria do solo em função do tempo.

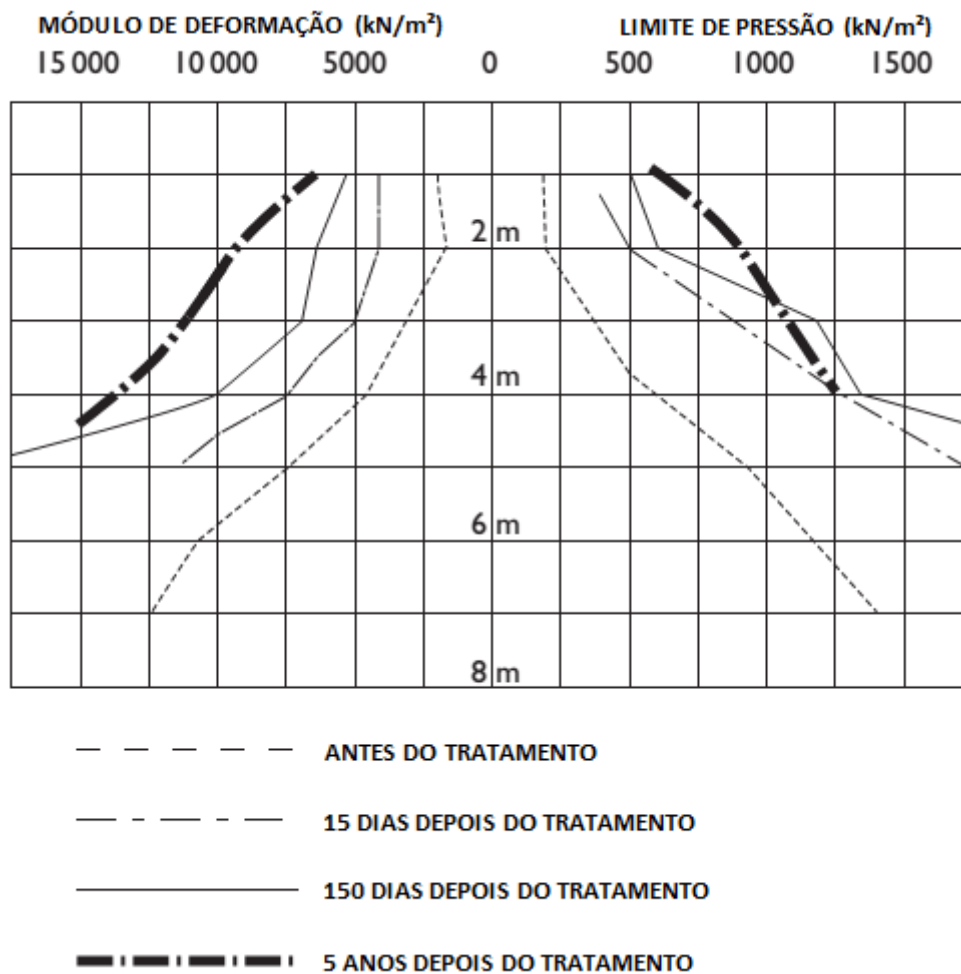


Figura 2.6 - Resultados de testes in-situ em solos coesivos (Baseado em: Slocombe, 2004)

Pode-se dizer que aterros coesivos secos respondem bem à compactação dinâmica. Deve ser tomado cuidado no tratamento de solos argilosos fracos naturais ou argilas abaixo do lençol freático.

2.4. AVALIAÇÃO DAS RESTRIÇÕES DO LOCAL

Alguns cuidados devem ser tomados com a utilização da compactação dinâmica. O local de realização da técnica pode conter restrições que necessitem de alguma eventual alteração no procedimento de compactação ou a tomada de algumas medidas suplementares no intuito de compensar as deficiências do local.

Estas restrições estão relacionadas com as vibrações decorrentes do processo, excesso de deslocamentos laterais induzidos, nível d'água alto e a presença de camadas rígidas ou moles que podem atrapalhar a eficiência do procedimento (Lukas, 1995).

2.4.1. Vibrações

Quando um bloco atinge o solo, as vibrações são transmitidas para fora do local. As vibrações são maiores quando blocos mais pesados e maiores alturas de queda são usados. Se a compactação dinâmica é realizada em área com ocupação muito densa, algumas estruturas *off-site* podem ser afetadas pelas vibrações no solo (Lukas, 1995). Terashi e Juran (2000) ainda chamam atenção ao fato das vibrações induzidas causarem danos a serviços enterrados (comunicações e elétrica). Tal potencial de dano pode ser fator proibitivo ao uso da técnica, exalta Ménard (1975).

Para Mayne (1984) As velocidades de pico das partículas (PPV) são geralmente utilizadas para definir critérios de danos para a construção de estruturas e níveis de incômodo às pessoas, especialmente em ambientes urbanos (Mayne, 1984; Terashi e Juran, 2000).

As PPV são medidas no campo com sismógrafos gravadores de velocidade (Mayne, 1984; Lukas 1995). A atenuação de PPV é dependente de local e está relacionada com a distância à escala (distância horizontal, d , dividida pela raiz quadrada da energia). (Mayne, 1984).

O US Bureau of Mines (Siskind, 1980 apud Lukas, 1995) estudou o efeito de vibrações do solo em estruturas e estabeleceu velocidades além do qual rachaduras em paredes podem ocorrer. Numerosas medições a partir de projetos de compactação dinâmica têm indicado que a frequência de vibrações no solo de compactação dinâmica está compreendida no intervalo de 6 a 10 Hz (Slocombe, 2004 indica um intervalo médio de 5–15 Hz). Nessa frequência, o US Bureau of Mines indica critérios de que as velocidades das partículas devem ser inferiores a 13 e 19 mm/s para as construções, no intuito de evitar rachaduras nas paredes. Danos estruturais não ocorrem até que as velocidades das partículas excedam 50 mm/s, embora a tolerância a vibrações dependa da condição da estrutura (Siskind, 1980 apud Lukas, 1995; Terashi e Juran, 2000). Slocombe (2004) indica um valor mais conservador para velocidades máximas de partículas ao qual não causa dano estrutural: 40 mm/s. Terashi e Juran (2000) são mais conservadores quanto ao valor aceitável, afirmando que usualmente se adota como valor admissível máximo 12,5 mm/s.

As velocidades das partículas que se desenvolvem como resultado da compactação dinâmica e devem ser previstos de antemão de construção, para evitar que os níveis de vibração sejam excedidos (Lukas, 1995). A Figura 2.7 foi desenvolvida a partir de medições feitas em diversos projetos e pode ser usado para prever velocidades das partículas. Como consta na bibliografia, este gráfico é baseado em registros de tomadas de muitos locais e fornece uma boa estimativa de níveis de vibração do solo para fins de planejamento.

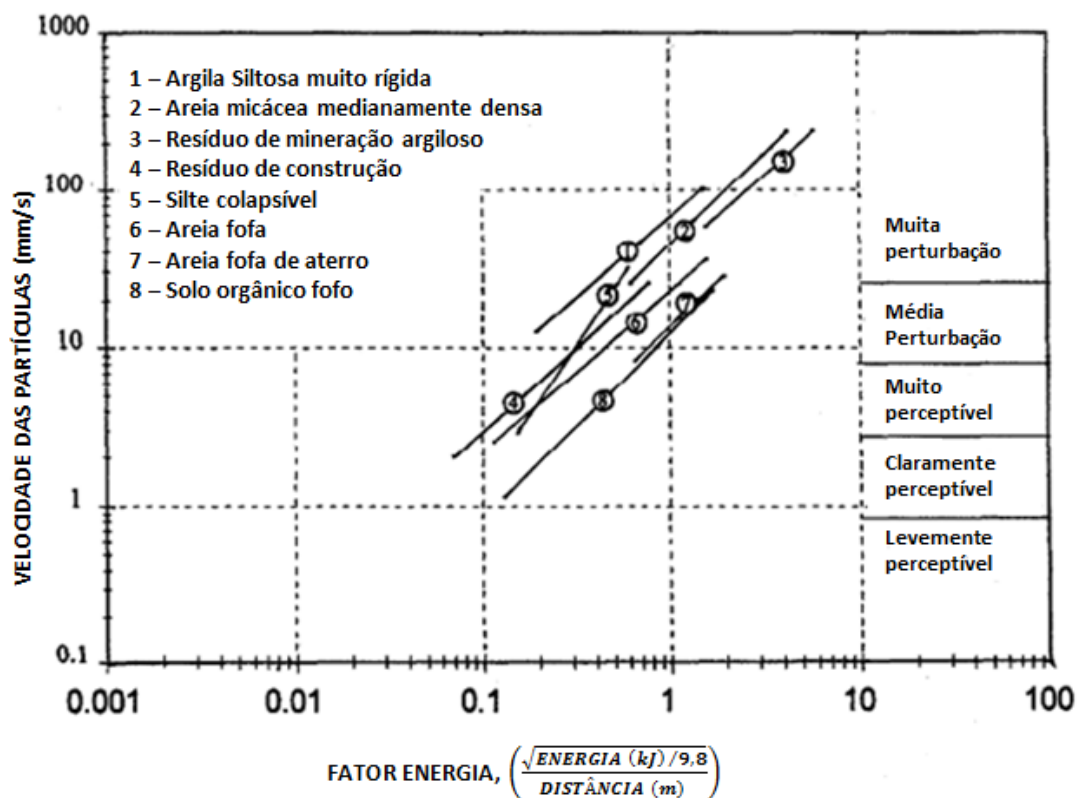


Figura 2.7 - Relação entre velocidade partículas e energia (Baseado em: Lukas, 1995)

Para mitigar e/ou evitar a ocorrência de problemas relacionados com vibrações, citam-se três métodos principais de reduzir o seu efeito (Slocombe, 2004). A primeira é simplesmente reduzir a altura de queda e compensar através do aumento do número de golpes por ponto. Isto reduz tanto a energia do impacto e penetração do impulso de tensão que pode ter atingido uma densa camada subjacente. O segundo método de redução é a utilização de um bloco de peso menor e o terceiro é a escavação de uma trincheira a uma profundidade suficiente para interceptar a onda de superfície.

Com relação a este terceiro método, Lukas (1995) indica que tem se obtido sucesso com a escavação de uma trincheira com uma profundidade de cerca de 3,0m entre o ponto de impacto e a estrutura de interesse, indicando ainda que esta solução é a mais eficaz na redução da vibração. A finalidade da vala é cortar a onda Rayleigh, que é uma onda de superfície, que viaja para fora do ponto de impacto.

2.4.2. Deslocamentos laterais

Lukas (1995) indica que alguns deslocamentos laterais possam ocorrer no solo após o impacto. O autor indica que a partir de um estudo anterior (Lukas, 1986 apud Lukas, 1995) três locais do projeto foram instrumentados com inclinômetros localizadas a distâncias de 3,0m e 6,1m do ponto de impacto. Deslocamentos laterais do solo foram medidos em ambos os locais, e os resultados são mostrados na Figura 2.8 e 2.9. Pelos gráficos apresentados, percebe-se que a uma distância de 3,0 m do ponto de impacto, deslocamentos laterais que variam 152 a 318 milímetros. Em 6,1 m a partir do ponto de impacto, os deslocamentos laterais do solo eram somente da ordem de 19 e 76 mm.

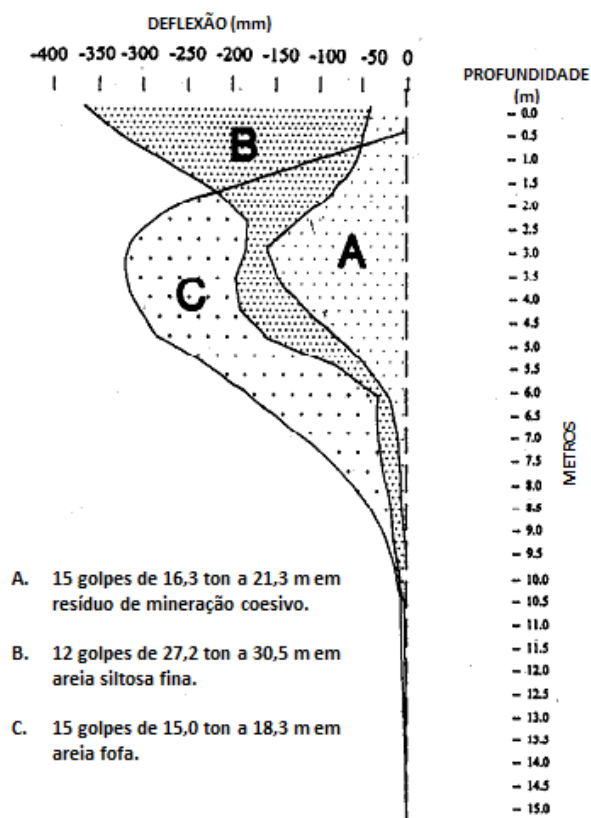


Figura 2.8 - Deslocamentos laterais medidos a 3,0m do centro (Baseado em Lukas, 1995)

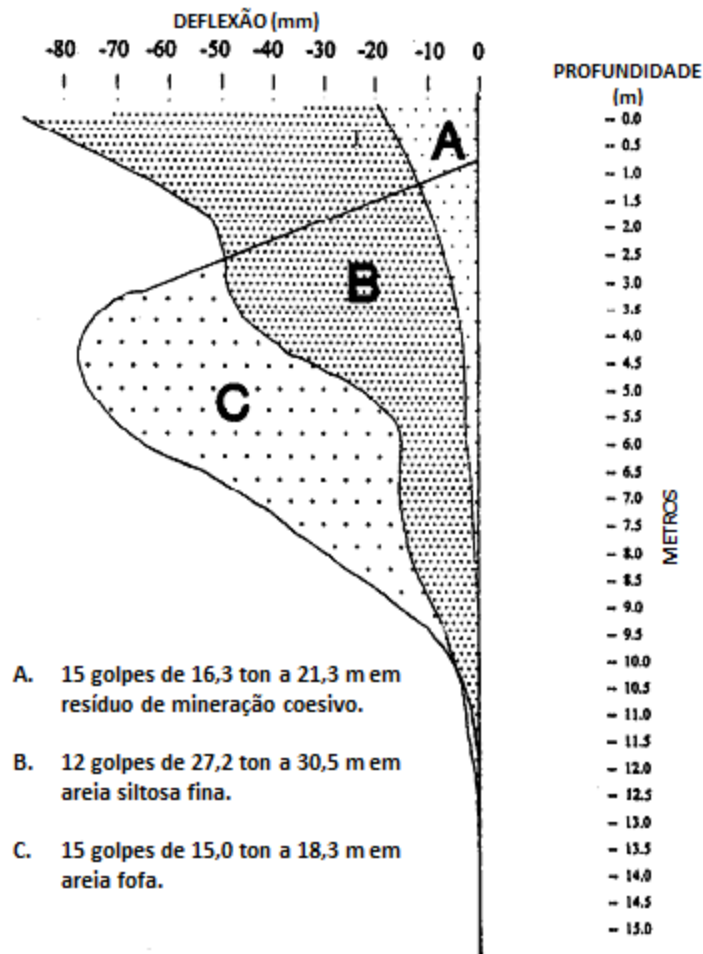


Figura 2.9 - Deslocamentos laterais medidos a 6,1m do centro (Baseado em Lukas, 1995)

Para Lukas (1995), os problemas decorrentes dos deslocamentos laterais só existem na presença de estradas nas proximidades e eventuais tubulações próximas ao ponto de impacto. Nestas condições, os deslocamentos laterais devem ser considerados. As medições de campo de deslocamento lateral ou vibrações do solo podem ser usadas para avaliar os danos potenciais nos locais da estrutura.

2.4.3. Nível d'água elevado

Os cuidados decorrentes do elevado nível d'água são especificados por Lukas (1995). Níveis d'água na faixa de aproximadamente 2 m abaixo do nível do solo geralmente causam problemas. Durante o impacto, a profundidade da cratera é muitas vezes da ordem de 0,6 a 1,2 metro, e altas poro-pressões geradas na massa de solo, em geral, causam o levantamento do lençol freático. Isso poderia resultar em enchimento de água nas crateras. Golpes adicionais

podem causar a mistura do solo e da água, com posterior amolecimento da porção superior da massa de solo. Ménard (1975) aponta que em casos de argilas com nível d'água próximo da superfície, é interessante a construção de uma malha de trincheiras drenantes para facilitar e agilizar a saída da água que por ventura venha a aflorar.

A referência indica que para contornar estes problemas deve-se verificar a possibilidade de rebaixamento do nível d'água ou a inclusão de uma camada de aterro na superfície.

2.4.4. Presença de camadas moles ou rígidas

Para Lukas (1995), a profundidade de melhora do solo com o uso da compactação dinâmica pode ser afetado pela presença de uma camada de superfície rígida, que recobre um depósito mais fraco, ou a presença de uma camada compressível dentro de um depósito mais rígido.

No que concerne às camadas mais rígidas, o autor ressalta que, caso a espessura da camada seja alta (em torno de 1 ou 2 m), a energia da compactação dinâmica pode não chegar a proporções satisfatórias nas camadas subjacentes. Para resolver isto é indicada a retirada da camada mais rígida, no intuito de viabilizar a aplicação da técnica. Se esta camada endurecida é relativamente fina, o bloco provavelmente vai penetrar através da crosta endurecida e ainda fornecer a energia adequada para as camadas de baixo.

No caso das camadas moles entre camadas mais rígidas, estas podem absorver a energia da compactação dinâmica. Assim sendo, muito pouca energia será transmitida abaixo destas camadas e as camadas inferiores não serão melhoradas tanto quanto o desejável. O efeito que a camada mole irá ter sobre a densificação é dependente, essencialmente, da espessura da camada e a sua posição abaixo da superfície do solo. Sessões de teste serão necessárias para avaliar a intensidade e grau de melhoria que pode ser alcançado.

2.5. AVALIAÇÃO DOS REQUERIMENTOS DE PROJETO

Os requerimentos de projeto permitem avaliar o quanto a técnica de compactação dinâmica profunda efetivamente melhorou o solo. Desta forma, é possível verificar se o método supriu a necessidade que se requeria. Para tanto, esta verificação pode ser dada de diversas maneiras, a depender do objetivo de uso do solo. Apresenta-se a seguir as quatro principais maneiras de se avaliar a melhoria no solo após a execução a técnica de compactação dinâmica profunda:

uso de ensaios de campo, verificação da profundidade da cratera, avaliação de recalques e avaliação das propriedades específicas do solo.

2.5.1. Utilização de Ensaio de campo

Lukas (1995) indica que as perfurações SPT, CPT, ou ensaios PMT devem ser executados quando a compactação dinâmica está em curso e após a conclusão, para determinar se as propriedades requeridas dos solos serão satisfeitas, como resultado da densificação do local. Se a desejada melhoria não tenha sido alcançada, a energia adicional pode ser aplicada para resultar em maior melhoria.

A Tabela 2.1 apresenta sucintamente a indicação dos ensaios de campo para uso na avaliação da compactação dinâmica, demonstrando as vantagens de cada teste, conforme o tipo de solo, granular ou coesivo.

Tabela 2.1 - Ensaio para avaliação da compactação dinâmica

Ensaio	Tipo de solo		Comentários
	Granular	Coesivo	
Cone dinâmico	**	*	Muito insensitivo para revelar o tipo de solo. Tem dificuldades de penetração em solos densos
Cone estático	***	*	Tamanho da partícula é importante. Pode ser afetado por pressões laterais de terra geradas pelo tratamento. Melhor para avaliação da liquefação por sismos em areias
SPT	***	**	Eficiência do teste é importante. Recupera amostras
Placa (pequena)	*	*	Baixo confinamento a zona a ser testada. Afetado por poro pressões
Placa (grande)	**	*	Melhor ação de confinamento
"Skip"	**	**	Pode ser mantido por períodos extensos
Carregamento	*****	*****	Melhor teste para comparação realística com fundações
"Full-scale"	*****	*****	Raro

Nota:

* a ***** - menos a mais adequado

Fonte: Adaptado de Slocombe (2004)

2.5.2. Verificação da profundidade da cratera

Para Mayne (1984), as medições da profundidade da cratera podem ser utilizadas para seleccionar o número ótimo de golpes por passagem e estimar o assentamento médio da área causado pelo processo de compactação dinâmica. Além disso, um resumo de profundidades de cratera plotados em um plano ajuda no reconhecimento de áreas anômalas que necessitam de tratamento adicional ou possível redução.

O autor indica que quando as medições de profundidade de crateras são normalizadas em relação à raiz quadrada de energia por golpe, conforme mostrado na Fig. 2.10, os dados ficam dentro de uma faixa muito estreita. Os dados desta figura são de alguns locais estudados por Mayne (1984), onde os tipos de solo incluídos são: areias siltosas (indicado pelos locais de nº 41 e 82 na Figura 2.9), areia de aterro (3 e 54), pedregulho (36), “rockfill” (14), e resíduos de carvão (84). O autor ressalta que, nestes casos, insignificante levantamento lateral ao ponto de impacto foi relatado.

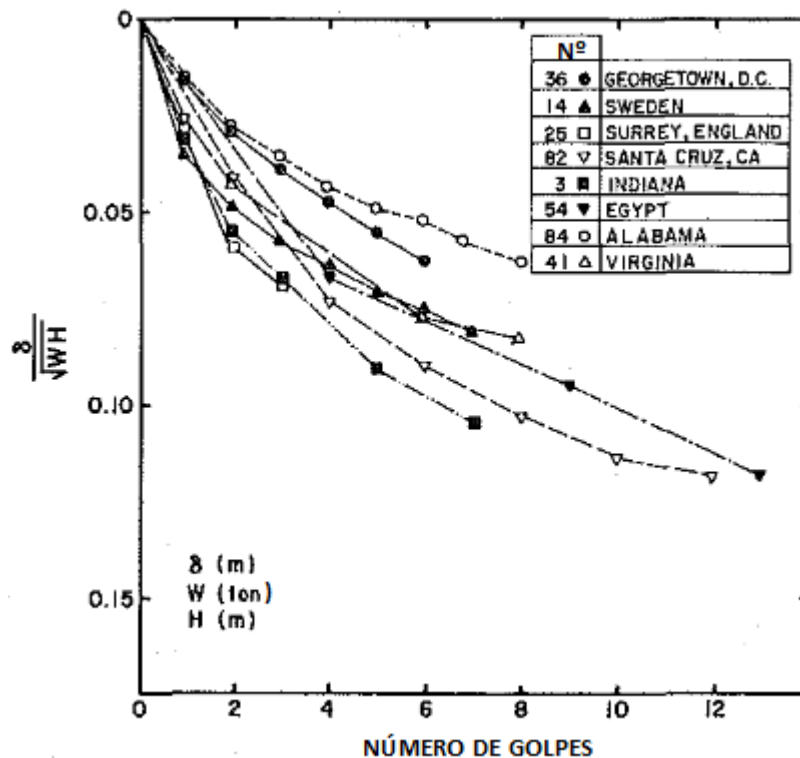


Figura 2.10 - Relação entre profundidade da cratera normalizada e número de golpes (Baseado em Mayne, 1984)

2.5.3. Avaliação dos recalques

A bibliografia mais consistente no que concerne o tema é composta por Lukas (1995), Mayne (1984) e Slocombe (2004).

Para Lukas (1995), ao se planejar um novo aterro ou outra instalação, o recalque sob novo carregamento deve ser estimado. Isto inclui:

- Previsão de recalque sob o carregamento de projeto sem a melhora do solo, sendo que isto ajuda a justificar a necessidade para a melhoria do local;
- O recalque estimado sob o carregamento de projeto após a compactação dinâmica;
- O recalque tolerável do aterro ou outra instalação.

A vantagem de se fazer uma previsão antecipada de recalque no solo é comparar o movimento estimado com o movimento tolerável. A ocorrência de movimento excessivo é dada como justificativa para a melhoria do local, sendo que a quantidade de movimento tolerável depende da sensibilidade da nova instalação para recalque total e diferencial (Lukas, 1995).

A previsão do recalque antes e depois da compactação dinâmica pode ser feita usando os resultados de ensaios convencionais tais como o SPT, o CPT ou o PMT (Lukas, 1995; Terashi e Juran, 2000 e Slocombe, 2004).

A quantidade de recalque após a compactação dinâmica é difícil de prever com antecedência, pois a melhoria depende, em larga escala, da quantidade de energia aplicada. A Tabela 2.2 mostra a quantidade máxima de melhoramento que pode ser geralmente atingidos após a compactação dinâmica, em termos de SPT, CPT e PMT.

Tabela 2.2 - Melhoramento máximo verificado através de ensaios

Tipo de Solo	Valor Máximo no Teste		
	SPT (N)	CPT (MPa)	PMT (MPa)
areias	40 - 50	19 - 29	1,9 - 2,4
siltos	34 - 45	13 - 17	1,4 - 1,9
siltos arenosos e siltos argilosos	25 - 35	10 - 13	1,0 - 1,4
argilas e resíduos mineração	30 - 40	ND	1,4 - 1,9
aterros sanitários	20 - 40	ND	0,5 - 1,0

Nota: ND = não disponível

Fonte: Adaptado de Lukas (1995)

Para Slocombe (2004), uma abordagem simples é adotar percentuais aproximados da profundidade do tratamento alvo para equipamentos de 8 toneladas (50-100 t.m/m²) e 15 toneladas (100-200 t.m/m²). Para a energia total correspondente a 15 toneladas, a Tabela 2.3 apresenta uma estimativa de recalque baseada na profundidade total de tratamento.

Tabela 2.3 - Estimativa de recalque baseado na profundidade de melhora

Tipo de solo	% profundidade
Argilas naturais	1 - 3
Argilas de aterro	3 - 5
Areias naturais	3 - 10
Aterros granulares	5 - 15
Resíduos e turfas	7 - 20

Fonte: Adaptado de Slocombe (2004)

Lukas (1995) demonstra que a melhoria média será inferior ao valor máximo. A melhoria máxima ocorre geralmente a uma profundidade de 1/2 a 1/3 da profundidade máxima de melhoria.

Mayne (1984), através de um estudo acerca do assunto em mais de 120 locais diferentes, indica que o recalque causado por cada passada de compactação pode ser medido por exame topográfico. Para vários locais são relatados afundamentos de até dois metros ou mais. A magnitude do afundamento da superfície do solo depende da energia aplicada por unidade de área. Revendo-se a base de dados, uma comparação dos assentamentos de terra induzidos é feita na Figura 2.11 para diferentes tipos de solo e uma tendência semelhante é evidente para todos os locais considerados. Os números indicados nesta figura por Mayne (1984) indicam o

local da realização do ensaio. Apesar de não ser avaliadas no estudo de Mayne (1984), o mesmo ressalta que a espessura da camada compressível é, provavelmente, outro fator importante que rege esta relação.

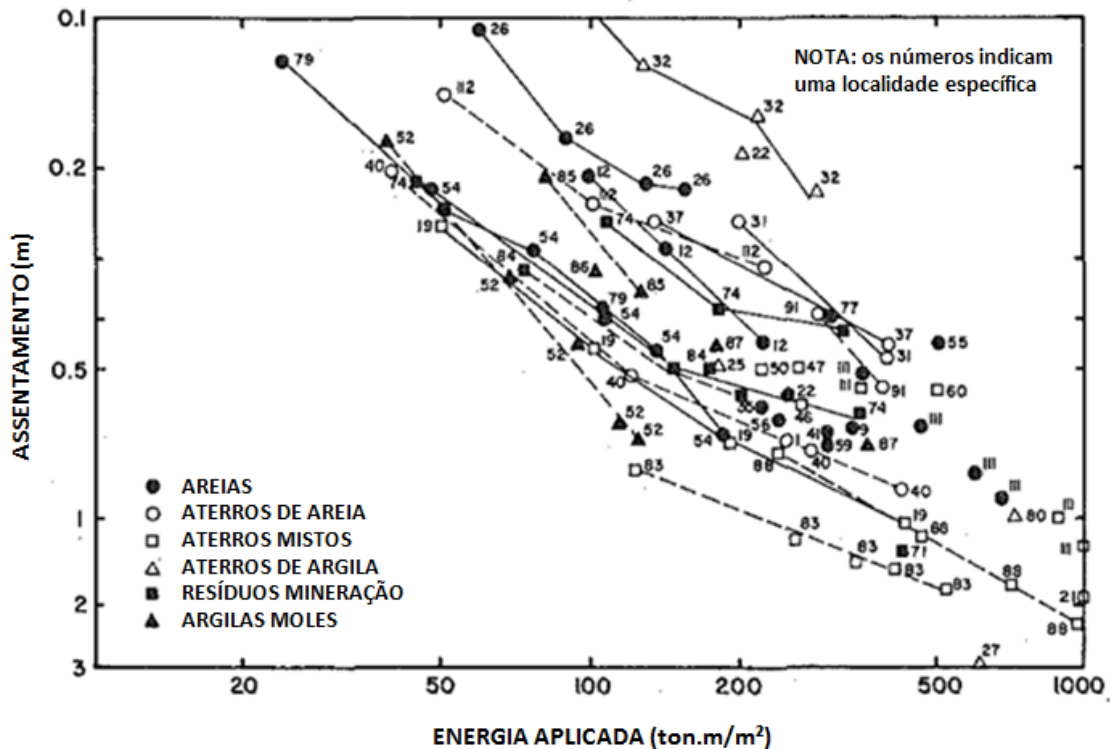


Figura 2.11 - Relação entre assentamento (recalque) e energia aplicada (Baseado em Mayne, 1984)

2.5.4. Propriedades mínimas do solo

Para alguns casos é mais interessante se buscar outra propriedade mínima do solo, ao invés do critério de recalque. Para Lukas (1995), um exemplo seria um local onde sismos poderiam causar liquefação do depósito do solo. Uma análise inicial de engenharia deve ser realizada para determinar o valor mínimo de SPT que seria necessário para tornar os solos sem possibilidade de ocorrer liquefação por um terremoto de magnitude de projeto. A compactação dinâmica, neste caso, será planejada para transmitir energia suficiente para chegar a este valor mínimo desejado de SPT.

Nas áreas onde os solos colapsíveis estão presentes, o objetivo da densificação pode ser o de conseguir um valor mínimo de peso específico que torna o solo não colapsível. A Figura 2.12 mostra a relação entre o potencial de colapso e de peso específico de depósitos colapsíveis. A

energia suficiente deve ser aplicada durante a compactação dinâmica para atingir o peso mínimo desejado.

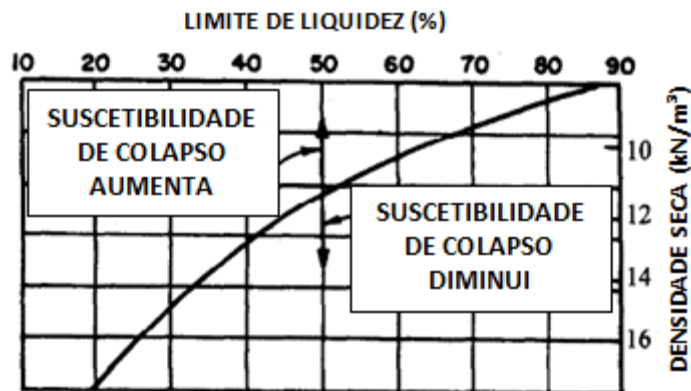


Figura 2.12 - Demonstração de potencial de colapso para solos colapsíveis (Baseado em Lukas, 1995).

2.6. EQUIPAMENTOS

Os equipamentos utilizados para a execução da técnica de melhoramento de solos chamada de compactação dinâmica restringem-se basicamente aos blocos (pesos) utilizados e no equipamento que fará o içamento deste bloco (guindastes em geral). A seguir é apresentada uma descrição básica destes equipamentos, demonstrando o que é costumeiramente utilizado para execução da técnica.

2.6.1. Blocos

Os pesos utilizados em projetos de compactação dinâmica têm sido tipicamente construídos de chapas de aço, conchas de aço preenchidas com concreto ou areia e concreto armado. Normalmente, os pesos variam de 5 a 20 toneladas, embora a Gigamachine chegou a usar um bloco de 190 toneladas de aço na execução do aeroporto de Nica, na França (Mayne, 1984 e Kopf, 2010).

As configurações de base são quadradas, circulares ou octogonais. Para Mayne (1984) as duas últimas configurações são mais adequadas para as fases primárias de “tamping” uma vez que pouca energia é desperdiçada na formação da cratera. Pesos quadrados são mais utilizados para as fases de “ironing”. Ambas as fases serão conceituadas no capítulo referente à execução da técnica (item 2.7). A Figura 2.13 apresenta algumas das formas possíveis pra

blocos, sendo o último, um exemplo de bloco da fase “ironing”. As fases de “tamping” e “ironing” são explicadas no detalhe no item 2.7



Figura 2.13 - Exemplos de blocos (Kopf, 2010)

Quanto à forma da base do bloco, um estudo realizado por Arslan et al. (2007) tentou avaliar a eficiência da compactação dinâmica perante a variação entre blocos de base plana e base cônica, em diferentes densidades de solo arenoso. O estudo concluiu que a forma da base do bloco influencia a eficiência da compactação dinâmica. A profundidade da cratera e a sua área são afetadas positivamente pelos pesos de fundo cônico comparado com pesos de fundo plano.

O mesmo estudo ainda ressalta que a máxima profundidade e área da cratera atingida no final da décima queda do bloco de fundo plano foram alcançadas após quatro a sete golpes dos blocos de base cônica. Assim sendo, pôde-se afirmar que a energia consumida para se obter uma determinada quantidade de melhora com o bloco com fundo cônico pode ser menos da metade do que com o de fundo plano. Um exemplo de resultados deste estudo é indicado pela Figura 2.14. O ângulo de inclinação do cone do bloco foi determinado como sendo similar ao ângulo de atrito interno do solo testado.

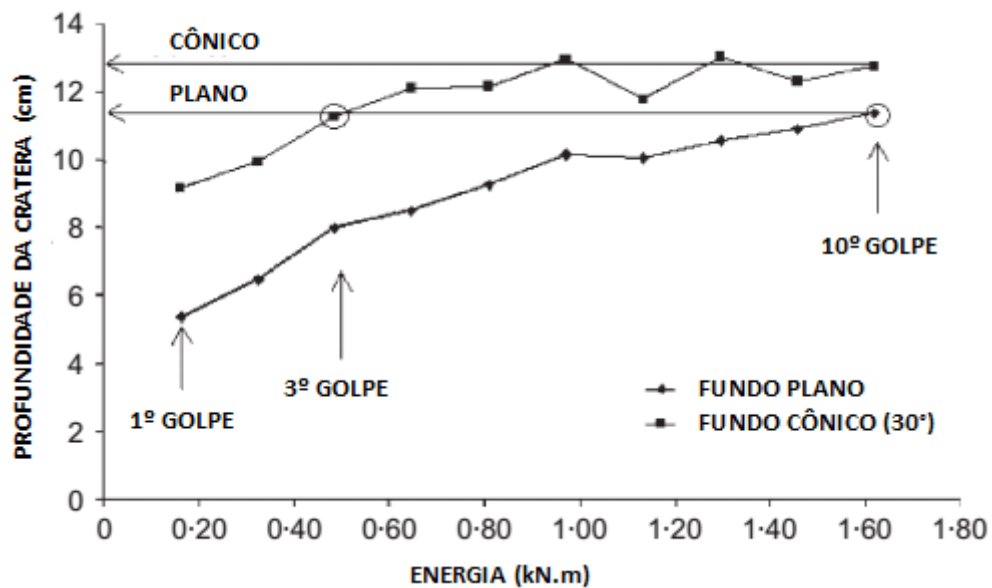


Figura 2.14 - Comparação entre blocos de base plana e de base cônica (Baseado em Arslan et al., 2007)

2.6.2. Guindastes

Na prática, a altura de queda e peso não são parâmetros independentes. A fim de maximizar o efeito da compactação dinâmica, guindastes são utilizados para levantar um determinado peso de altura de queda máxima possível, tendo em conta as limitações estruturais e operacionais do sistema (Mayne, 1984).

Mayne (1984) destaca que o guindaste convencional para uso na compactação dinâmica é o guindaste sobre esteiras. Este geralmente é restrito ao peso máximo de 25 toneladas e altura de queda de 30m.

Equipamentos especiais também são citados por Mayne (1984) e Kopf (2010), como o chamado “Mega-tripé” que levanta 40 toneladas para alturas de 40m e também a já mencionada “Gigamachine” que consegue içar cerca de 200 toneladas a uma altura de 20 a 23 m. A Figura 2.15 apresenta um exemplo destes três tipos de guindastes mencionados, que são usados na execução da compactação dinâmica.

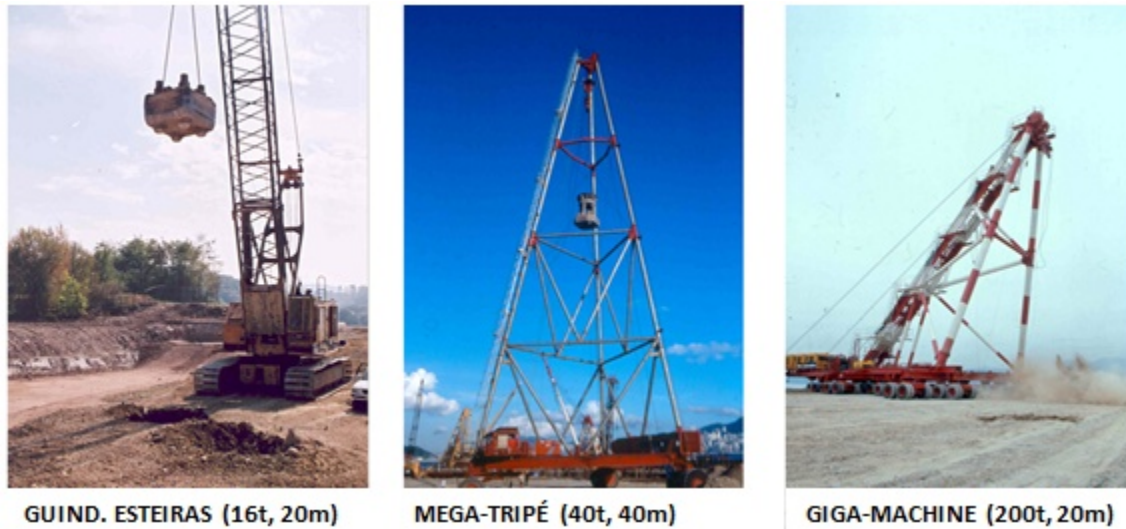


Figura 2.15 - Exemplos de tipos de guindastes (Baseado em Kopf,2010)

2.7. EXECUÇÃO DA TÉCNICA

A execução da técnica de compactação dinâmica profunda não tem grandes mistérios. Basicamente, o processo de execução consiste em duas fases: a primeira é chamada de fase de “tamping” e a segunda é chamada de “ironing”. A descrição da execução da técnica é dada por Terashi e Juran (2000) e Mayne (1984).

De acordo com Terashi e Juran (2000), a compactação dinâmica é aplicada num padrão sistematicamente controlado de golpes sobre uma malha de coordenadas. Os impactos iniciais (primeira fase) estão espaçados a uma distância determinada pela profundidade da camada compressível, pela profundidade das águas subterrâneas e pela distribuição do tamanho de grãos (Mayne, 1984 e Terashi e Juran, 2000). O espaçamento inicial da malha geralmente se aproxima da espessura da camada compressível. Tipicamente, de 5 a 15 golpes por ponto da malha são aplicados.

Esta primeira fase de tratamento (“tamping”) é projetada para melhorar as camadas mais profundas. O espaçamento e nível de energia incorretos nesta fase poderiam criar uma camada superior densa, o que pode tornar difícil ou impossível tratar o material abaixo desta. A fase “tamping” é também chamada de "fase de alta energia", porque a energia de compactação é concentrada sobre uma malha mais ampla. A conclusão da fase de alta energia é geralmente seguida por uma “fase de baixa energia”, a chamado "ironing", com o objetivo de densificar

as camadas superficiais de no máximo 1,5 m. Neste caso, o bloco é içado a apenas 5 a 6 m, e é solto sobre uma malha sobreposta (Terashi e Juran, 2000).

Muitas vezes, a proximidade das águas subterrâneas ou profundidade excessiva da cratera limita o número de golpes aplicados em cada ponto da malha para evitar problemas com o bloco, ou para permitir a dissipação da pressão da água dos poros. Terashi e Juran (2000) indicam que a prática padrão é restringir a aplicação de energia quando a profundidade da cratera ultrapassa uma vez e meia a duas vezes a altura do bloco, ou quando a superfície da água subterrânea sobe para a cratera. Quando isto ocorre, as passagens adicionais, após o nivelamento do solo, ou enchimento da cratera são necessários para completar o número desejado de golpes.

Depois de cada passagem, as crateras são preenchidas com os materiais circundantes ou com materiais de outros depósitos. Numa situação em que as águas subterrâneas tentem a emergir, as crateras devem ser aterradas com materiais importados para assegurar que as mesmas fiquem acima do lençol freático (Mayne, 1984 e Terashi e Juran, 2000). Pelo menos 1,5 m é geralmente necessário entre a superfície de trabalho e o nível d'água.

Para ressaltar a importância da realização destas duas etapas de execução expõem-se as figuras a seguir, que demonstram esquemas de resultados esperados da compactação dinâmica. A Figura 2.16 demonstra o resultado esperado de melhoria logo após a fase “tamping”. Já a Figura 2.17 apresenta um resultado típico após a execução da fase “ironing”, expondo a reconstrução da camada superficial destruída pela fase “tamping”.

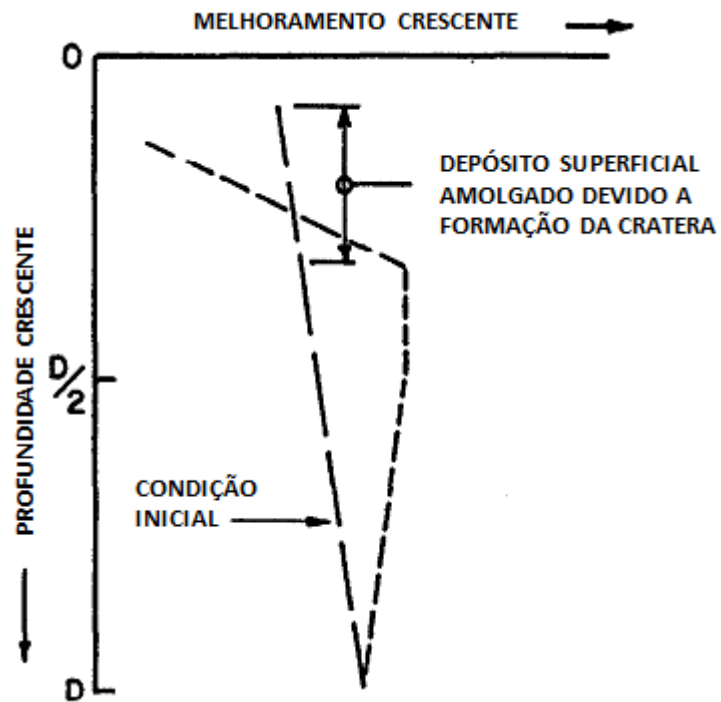


Figura 2.16 - Resultado típico após fase "tamping" (Baseado em Lukas, 1995)

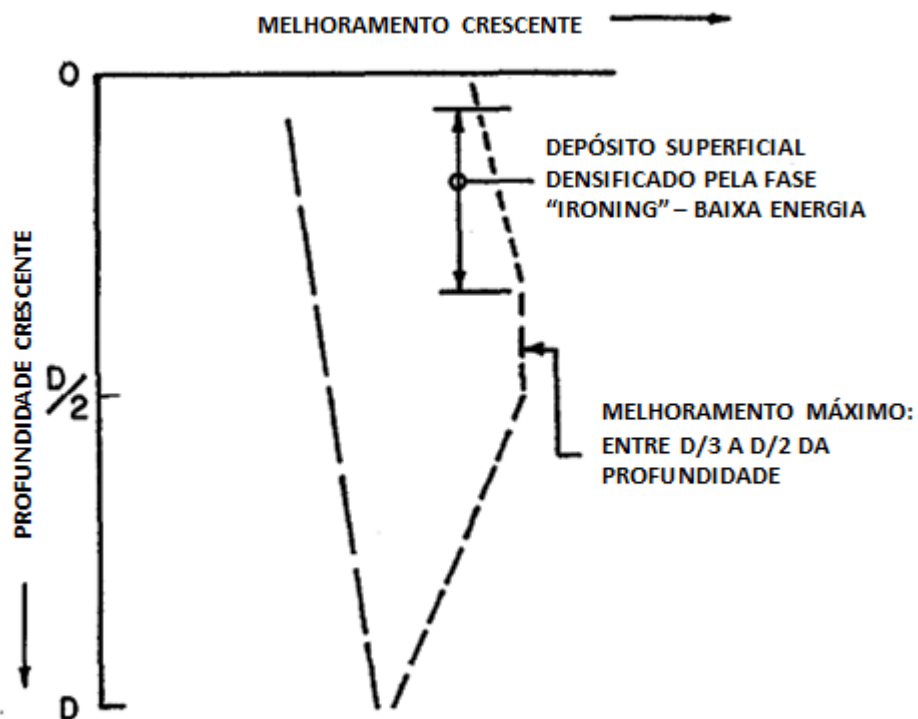


Figura 2.17 - Resultado típico após fase "ironing" (Baseado em Lukas, 1995)

2.8. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

A partir do momento em que se define a compactação dinâmica como método de melhoria do solo ideal a determinado terreno, uma série de considerações de projeto devem ser definidas e estabelecidas, no intuito de tirar o melhor proveito da técnica.

Lukas (1995) define seis principais itens a serem abordados em um projeto de compactação dinâmica, são eles:

- Seleção da massa do bloco e da altura de queda ideais para corresponder à profundidade requerida de melhoria;
- Determinação da energia aplicada para ser usado sobre o terreno de projeto para resultar na melhoria desejada;
- Seleção da área a densificar;
- Determinação do espaçamento da malha e do número de fases;
- Definição do número de passadas;
- Verificação da necessidade de uma camada de estabilização da superfície.

Cada um destes itens indicados por Lukas (1995) serão abordados com mais detalhes a seguir, individualmente, onde os aspectos mais relevantes e importantes serão apresentados.

2.8.1. Seleção da massa do bloco e da altura de queda

A seleção da massa necessária do bloco e altura de queda está relacionada, usualmente, de acordo com Lukas (1995) e Terashi e Juran (2000), com a definição da profundidade de melhoria desejada.

Para tanto, a expressão indicada (Equação 1) para a estimativa da profundidade de melhoria é dada como sendo simplesmente proporcional à raiz quadrada da energia por impacto e multiplicada por um fator “n” (Lukas, 1995 e Terashi e Juran, 2000).

$$D = n(WH)^{0,5} \quad (1)$$

Onde:

D = profundidade de melhora (m);

W = massa do bloco (toneladas);

H = altura de queda (m);

n = coeficiente empírico dependente do solo.

Para ambos os autores supracitados, o valor do coeficiente “n” varia conforme fatores que afetam a profundidade de melhoria. A variação de “n” é atribuída:

- A eficácia do mecanismo de queda do guindaste;
- A quantidade total de energia aplicada;
- Ao tipo de depósito de solo a ser densificado;
- A presença de camadas de absorção de energia;
- A presença de uma camada rígida acima ou abaixo do depósito a ser densificado;
- A pressão de contato do bloco.

Para Mayne (1984) o valor do coeficiente “n” é estimado dentro do intervalo de 0,3 a 0,8, conforme indicado pela Figura 2.18, onde a profundidade de influência foi verificada em diversos locais e situações distintas.

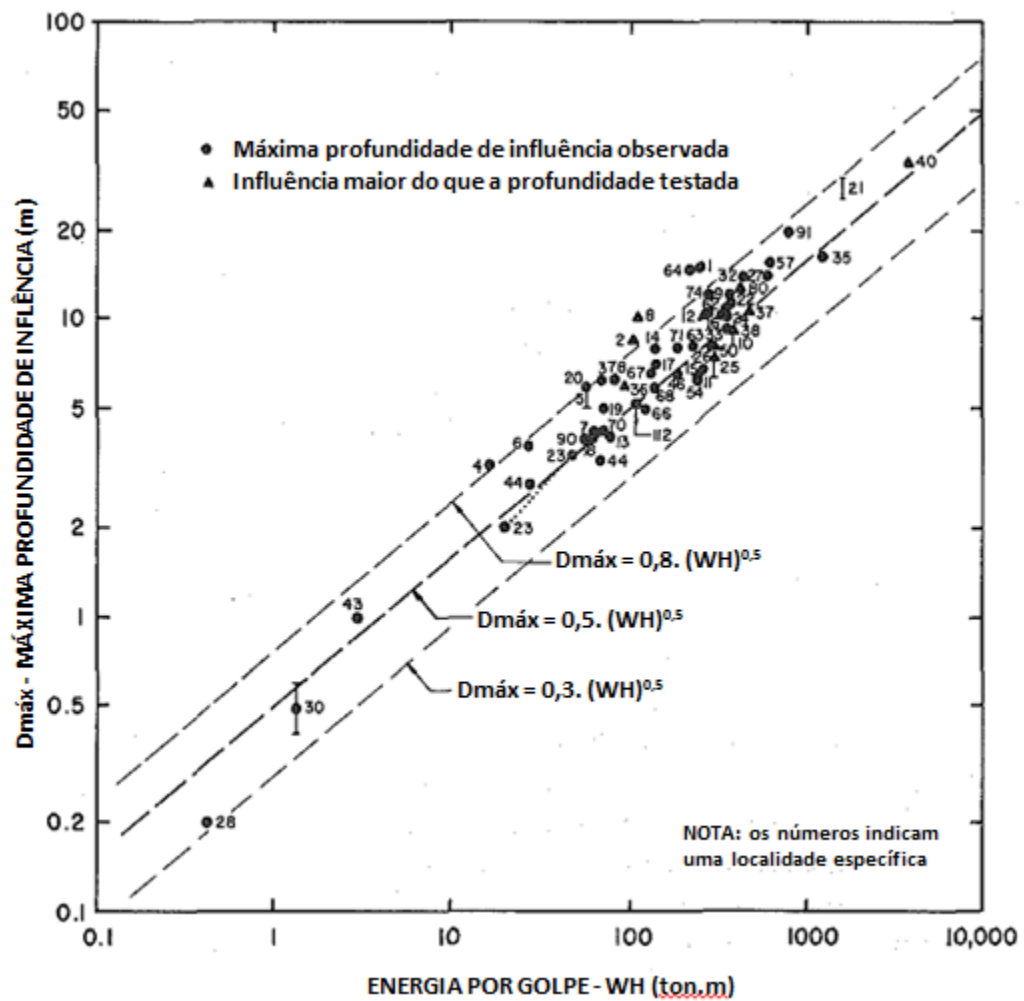


Figura 2.18 - Determinação do intervalo para seleção de “n” (Baseado em Mayne, 1984)

Já Terashi e Juran (2000) apresentaram diversos valores propostos de “n” (Tabela 2.4), provenientes de diversos autores, para um intervalo de energia aplicada de aproximadamente 100 ton.m a 300 ton.m. Este intervalo é considerado típico na maioria dos projetos executados (Lukas, 1995).

Tabela 2.4 - Valores encontrados de “n” por diversos autores

Referência	n
Menard and Broise (1975)	1
Leonard et al. (1980)	0,5
Bjølgerud and Han (1963)	1,0 (rockfill)
Smoltcyk (1983)	0,5 (solos com estrutura instável)
	0,67 (siltes e areias)
	1,0 (areia puramente friccional)
Lukas (1980)	0,65 – 0,8
Mayne et al. (1984)	0,3 – 0,8
Gambin (1984)	0,5 – 1,0
Qian (1985)	0,65 (areia fina)
	0,66 (argila mole)
	0,55 (loess)
Van Impe (1989)	0,65 (areia siltosa)
	0,5 (areia argilosa)

Fonte: Adaptado de Terashi e Juran (2000)

Lukas (1995) indica os valores da Tabela 2.5 para a estimativa do valor de “n”, ressaltando que, para a maioria dos casos esta é suficiente para uma boa estimativa. A separação dos dados está de acordo com o tipo de solo e o grau de saturação. Os valores desta tabela são ideais para o intervalo de energia já mencionado, 100 a 300 ton.m/m², e para o caso em que o bloco é içado e solto por um único cabo (execução mais usual).

Tabela 2.5 - Estimativas de “n” conforme tipo de solo

Tipo de solo	Grau de saturação	Valor de n recomendado*
Zona 1 - Solos granulares	Alto	0,5
	Baixo	0,5 - 0,6
Zona 2 - Siltes com IP < 8	Alto	0,35 - 0,4
	Baixo	0,4 - 0,5
Zona 3 - Argilas com IP > 8	Alto	Não recomendado
	Baixo	0,35 - 0,4 **

* Para energia de 1 a 3 MJ/m² usando guindaste com único cabo

** Solos devem ter umidade menor que o limite de plasticidade

Fonte: Adaptado de Lukas (1995)

Quanto aos itens supracitados que influenciam no valor de “n”, Lukas (1995) ressalta que em relação à eficiência do mecanismo de queda, estudos indicam que a perda de potencial de energia usando um único cabo para içar e soltar o bloco é de cerca de 20%. Para um caso de bloco em queda livre a perda é muito menor, porém o autor ressalta que o tempo de ciclo é maior para este caso (de 5 a 10 vezes), o que torna a sua utilização rara.

A quantidade total de energia aplicada a um local tem alguma influência sobre a profundidade de melhoria. A Figura 2.19 ilustra a profundidade medida de melhoramento para o número golpes do bloco, através da deflexão lateral com o inclinômetro situado a 3,0 m do centro de impacto. No caso dos depósitos de areia, cerca de 90% da profundidade máxima de melhoria é conseguida depois de apenas 2 a 4 golpes. No caso dos solos argilosos, ainda existe uma profundidade crescente de melhoria, mesmo depois de 14 golpes. Na maioria dos projetos, o bloco é solto na ordem de 7 a 15 vezes em um determinado local do ponto da malha. Nos solos arenosos, a profundidade máxima da melhoria seria alcançada, mas, no caso dos solos argilosos, alguma profundidade adicional de melhoria poderia ocorrer com energia adicional (Lukas, 1995).

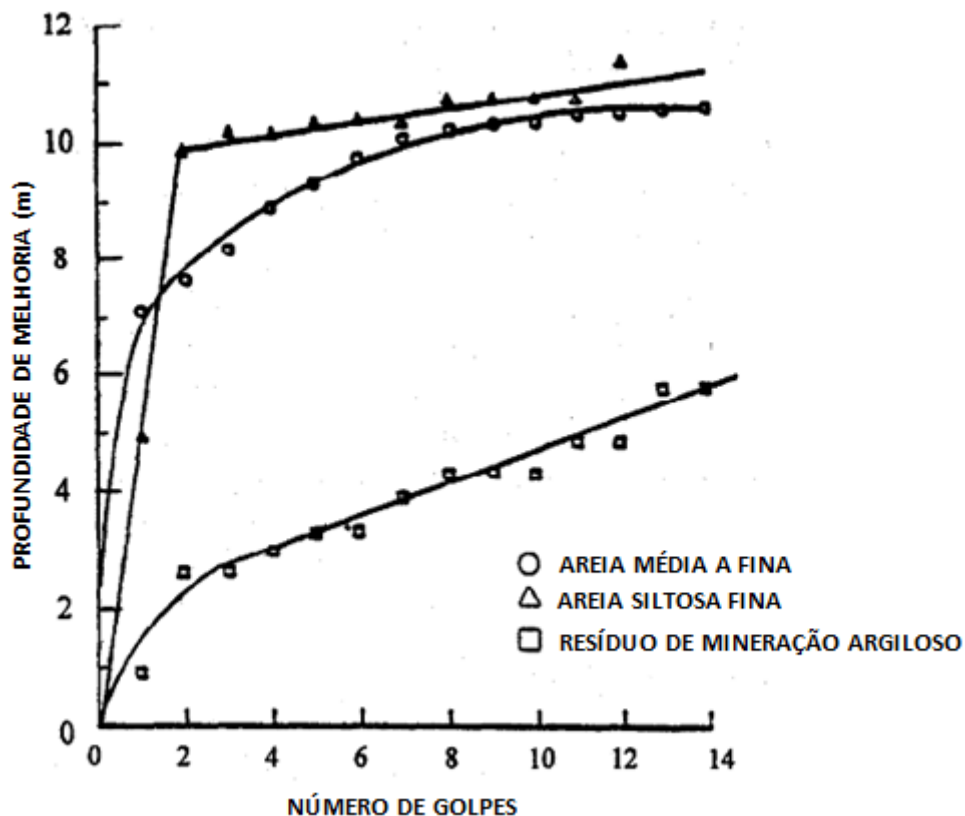


Figura 2.19 - Relação entre profundidade de melhoria e número de golpes (Baseado em Lukas, 1995)

Com relação à presença de uma camada de absorção de energia, por exemplo, uma camada de argila mole, a profundidade da melhoria será reduzida a um ponto em que é dependente da espessura da camada e da posição dentro do depósito do solo (Lukas, 1995). Desta forma, deve haver uma avaliação mais precisa da profundidade possível de melhoria.

Uma camada resistente presente na superfície do solo poderia restringir a quantidade de energia transferida para as camadas mais profundas. Assim sendo, Lukas (1995) ressalta que em projetos onde uma camada espessa de material denso está presente, será necessário quebrar esta estrutura para que a energia seja transmitida para maiores profundidades. Já uma camada resistente localizada abaixo do depósito a ser melhorado tem um efeito favorável na reflexão da energia de volta para cima.

A maioria dos blocos com fundo plano tem uma pressão de contato da ordem de 40 a 75 kN/m² (Lukas, 1995). Já Terashi e Juran (2000) indicam um intervalo um pouco maior, de 30 a 75 kN/m². Indica-se que, por experiência, se a pressão de contato é significativamente menor do que o valor do limite inferior, a energia é distribuída por uma área muito grande e uma camada de superfície rígida se desenvolve sem qualquer melhora em profundidade. Já pressões de contato significativamente maiores do que os valores típicos poderiam resultar em um “mergulho” do bloco no terreno (Lukas, 1995 e Terashi e Juran, 2000).

Charles et al. (1981) apud Terashi e Juran (2000) propuseram uma expressão diferente de profundidade de influência para solos coesivos, que leva em conta outros parâmetros. A expressão é indicada pela equação 2.

$$D = 0,4 \left(\frac{E_d B}{A_p S_u} \right)^{0,5} \quad (2)$$

Onde:

D = profundidade de melhora (m);

E_d / A_p = energia total aplicada pela área de impacto do bloco (ton.m/m²);

B = diâmetro ou largura do bloco (m);

S_u = resistência não drenada do solo (ton/m²).

2.8.2. Determinação da energia de aplicação

De acordo com Lukas (1995), uma quantidade suficiente de energia deve ser aplicada durante a compactação dinâmica para que se cause a compressão do solo e se atinja a melhora desejável. A energia aplicada é geralmente dada pela energia média aplicada em uma área, que pode ser calculada pela equação 3.

$$E = \frac{NWHPg}{s^2} \quad (3)$$

Onde:

E = energia aplicada (kJ/m²)

W = massa do bloco (toneladas)

H = altura de queda (m)

N = número de golpes por passada

P = número de passadas

g = aceleração da gravidade (aprox. 10 m/s²)

s = espaçamento entre pontos de impacto (m)

Em projetos típicos, a variação média de energia a ser aplicada está no intervalo de 1 a 3 MJ/m², conforme já definido anteriormente. Entretanto, a quantidade de energia para qualquer projeto específico pode ser variada, levando em conta (Lukas, 1995):

- A classificação do depósito a ser densificado;
- A densidade relativa inicial do depósito;
- A espessura do depósito a ser densificado;
- Ao grau necessário de melhoria.

Levando em consideração os três primeiros itens acima, Lukas (1995) montou uma tabela (Tabela 2.6) que indica as prováveis energias típicas para diversos tipos de solo, sendo que estas podem servir como ponto inicial para calcular a energia média aplicada. Esta tabela apresenta a energia aplicada unitária em kJ/m³, a energia média aplicada pode ser determinada multiplicando este valor pela espessura da camada a ser melhorada (D, em kJ/m²).

Tabela 2.6 - Intervalos típicos de energia para diversos solos

Tipo de depósito	Unidade de energia aplicada (kJ/m³)	Porcentagem energia Proctor Normal
Zona 1	200 - 250	33 - 41
Zona 2 e Zona 3 (acima N.A.)	250 - 350	41 - 60
Aterros sanitários	600 - 1100	100 - 180

Nota: Energia Proctor Normal = 600 kJ/m³

Fonte: Adaptado de Lukas, 1995.

Entretanto, o autor deixa claro que as orientações contidas na tabela 2.6 são para serem utilizadas como ponto de partida e os ajustes podem ser necessários no campo para atingir os valores mínimos de propriedades desejadas. Por exemplo, se a densificação está ocorrendo para a redução de liquefação, o valor mínimo de SPT ou CPT vai governar quanta a energia tem de ser aplicada. Outro caso é se a densificação é realizada para a redução do recalque, assim, o projeto poderia indicar um módulo mínimo do pressiômetro ou um valor mínimo SPT, e uma energia suficiente terá de ser aplicada para alcançar esses valores.

2.8.3. Área a densificar

Quanto à área a densificar, Lukas (1995) indica que a compactação dinâmica é geralmente realizada em uma área maior do que a área do aterro ou da área carregada. Isto é para induzir a densificação da área abaixo do solo que vai ser submetido a um aumento de tensão devido à distribuição de pressão resultante do novo carregamento.

Em muitos projetos, a compactação dinâmica é realizada além do limite da área de carregamento, sendo usual utilizar a mais uma distância igual à profundidade do depósito de melhoria (D). Ménard (1975) aponta 2D a área a ser compactada além do limite desejado. No caso de um aterro construído sobre um solo pouco resistente, onde a estabilidade de taludes é uma preocupação, pode ser necessário densificar toda a zona do solo além do pé do talude que se encontram dentro da zona de ruptura prevista (Lukas, 1995).

2.8.4. Espaçamento da malha e número de golpes

As localizações dos pontos de queda de energia elevados não têm que ser contíguos desde que uma parte da energia distribui lateralmente dentro da massa do solo. Um ponto de espaçamento de 1,5 a 2,5 vezes o diâmetro ou a largura do bloco é comum (Lukas, 1995 e

Terashi e Juran, 2000) para a fase de “tamping”. Lukas (1995) indica que nos solos de granulometria fina, onde há uma preocupação com poro-pressões em desenvolvimento no solo, o plano de trabalho deve prever duas ou mais fases. A primeira fase implicaria soltar o bloco em cada segunda ou terceira posição do ponto de queda. Depois de um período de tempo, para permitir a dissipação das pressões neutras, os pontos intermediários pode ser densificados, como parte da segunda ou terceira fase.

Chow et al. (1994) desenvolveram uma abordagem para prever a extensão lateral da melhoria do solo em torno do ponto de impacto, com base nos dados de campo de um projeto de compactação dinâmica e nos resultados de testes de alguns problemas de compactação relacionados. Esta abordagem foi estendida para estudar a influência do espaçamento da malha sobre a compactação dinâmica dos solos granulares, baseando-se em avaliações da variação do ângulo de atrito em diversas distâncias do ponto de impacto, $(\Delta\phi/\Delta\phi_b)$, onde $\Delta\phi_b$ é a variação do ângulo de atrito abaixo do ponto de impacto (assumindo como sendo independente da profundidade).

Desta forma, os autores mostraram que os locais críticos estão no centro da rede e no ponto central do lado da malha, onde menor melhoria foi alcançada. Três casos relatados de compactação dinâmica foram analisados utilizando o método proposto, e os resultados mostram que o efeito de espaçamento dos pontos de impacto sobre a eficácia do melhoramento dos solos pode ser razoavelmente quantificado, apesar das várias hipóteses simplificadoras introduzidas. Assim sendo, foram propostas duas curvas características, uma para o centro da rede (baseado em $\Delta\phi_c$) e a outra para o meio do lado da malha (baseado em $\Delta\phi_m$) (Figura 2.20), que foram desenvolvidos no trabalho destes autores para a seleção de espaçamento dos pontos de impacto, a fim de atingir um determinado nível de melhoria nestes dois locais críticos. Vale ressaltar que esta hipótese é somente válida para solos granulares.

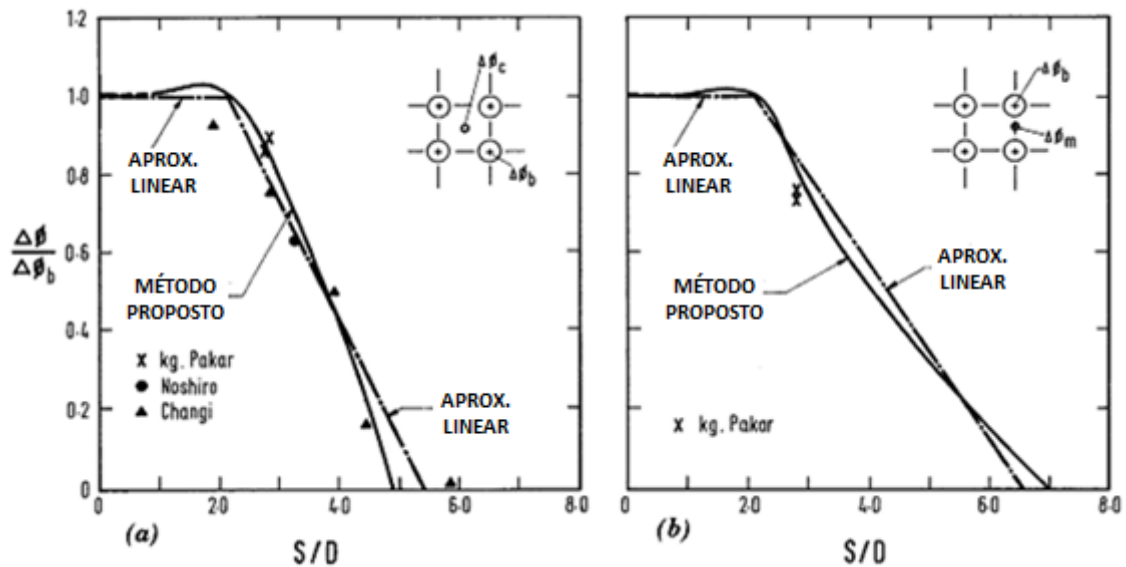


Figura 2.20 - (a) Seleção espaçamento entre pontos de impacto para $\Delta\phi_c$; (b) Seleção espaçamento entre pontos de impacto para $\Delta\phi_m$ (Baseado em Chow *et al*, 1994)

Esta figura apresenta, além da curva proposta pelo autor, uma aproximação linear pra cada caso. Ressalta-se também a apresentação de dados baseados em estimativa de ensaios de campos citados no trabalho. Indica-se que, para as situações analisadas, a relação S/D (razão entre espaçamento entre pontos de impacto e diâmetro do bloco) ótima gira em torno de 2,1 (Chow et al., 1994).

Quanto ao número de golpes, Lukas (1995) e Terashi e Juran (2000) indicam que o usual, na fase de “tamping”, é a aplicação de 7 a 15 golpes. Já na fase de “ironing”, somente alguns poucos golpes se fazem necessários, sendo que a área a densificar usualmente é definida com uma malha contígua ou com pontos de impacto sobrepostos.

Ressalta-se que o número de golpes pode ser ajustado em campo, pela profundidade da cratera, conforme indicado pelo item 2.5.2. O critério de parada em relação à definição do número de golpes geralmente é definido como sendo um valor insignificante de recalque médio entre sucessivos golpes. Um valor inicial convencional indicado é, por exemplo, de 6 cm (Feng et al., 2011), ou seja, para cada ponto de impacto, pode-se definir que quando o acréscimo de profundidade de cratera para os dois últimos golpes foi inferior a 6cm, o processo de compactação dinâmica profunda naquele ponto é encerrado.

2.8.5. Múltiplas passadas

Os golpes necessários podem ser aplicados de uma vez em um ponto da malha ou em diferentes “passadas”. Lukas (1995) ressalta que a definição de passadas múltiplas está condicionada ao tamanho excessivo da cratera formada ou do surgimento de poro-pressões durante a execução da técnica.

Para o caso de tamanho excessivo da cratera, o autor recomenda que a profundidade máxima seja limitada a altura do bloco mais 0,3 m. Caso este valor seja atingido, deve-se preencher a cratera com um material de boa qualidade e utilizar passadas múltiplas. Os problemas decorrentes da profundidade exagerada da cratera formada estão relacionados com a quebra do cabo, aumento da força necessária para retirada do bloco, formação de uma camada espessa de superfície que a fase “ironing” talvez não seja capaz de compactar, entre outras.

Em relação a formação de poro-pressões, o número de golpes que podem ser aplicadas a um ponto da malha também seria limitado se o excesso de pressões neutras se desenvolverem durante impacto (Lukas, 1995 e Terashi e Juran, 2000). Nos depósitos de grãos mais finos, tais como da zona 2, o excesso poro-pressão pode requerer alguns dias ou semanas para se dissipar após o impacto do bloco. Quando estas poro-pressões se desenvolvem, a energia não resulta em compressão, mas sim em deslocamento volumétrico da massa do solo. Neste caso, aplicar a energia em múltiplas passadas permite que esse excesso de pressão neutra se dissipe.

Esse controle de poro-pressões em campo pode ser conseguido com a instalação de piezômetros (Terashi e Juran, 2000) ou, como método indireto, através da verificação do levantamento do solo nas laterais da cratera (Lukas, 1995), conforme indicado na Figura 2.21.

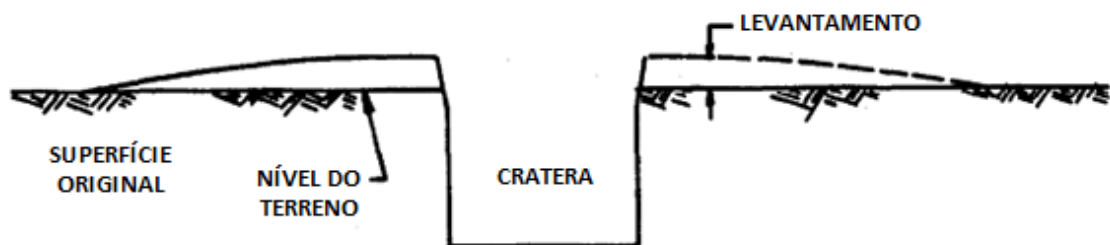


Figura 2.21 - Levantamento lateral formado ao lado da cratera (Baseado em Lukas, 1995)

2.8.6. Camada de estabilização da superfície

Para Terashi e Juran (2000), o local a ser compactado tem de primeiro ser preparado para suportar o peso da máquina de compactação (60 – 200ton). Geralmente, 1 a 2 metros de materiais granulares são aplicadas à superfície do solo, em particular em aterros e outras condições de solos pouco resistentes, para proporcionar a superfície de apoio para a máquina.

O tipo mais favorável de material a ser usado para um “tapete de trabalho” é do tipo granular de grãos grosseiros, como cascalho ou brita (Lukas, 1995).

Este “tapete de trabalho” também deve ser protegido contra intempéries (Terashi e Juran, 2000). Se o solo for sensível à água da chuva (aluviões e argilas), a remoção da água que para na superfície durante o processo de compactação deve ser facilitada por meio de trincheiras, drenos, entre outros.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta toda a descrição dos materiais utilizados e procedimentos adotados para a realização do experimento relacionado à técnica de melhoramento da compactação dinâmica profunda.

3.1. MATERIAIS

Os materiais externos utilizados para os experimentos são os blocos de aço e o guindaste para o içamento. Neste tópico, apresentam-se detalhadamente os materiais utilizados, visando apontar todas as peculiaridades dos mesmos que condicionaram e/ou restringiram os ensaios em alguns pontos específicos.

3.1.1. Guindaste e gatilho

Para possibilitar o içamento do bloco de aço, foi alugado um guindaste com capacidade para 25 toneladas. O equipamento alugado possuía o sistema de queda livre por cabos, que foi o sistema utilizado nos ensaios de campo.

3.1.2. Blocos de aço

A definição do bloco de aço a utilizado para a execução dos ensaios de compactação dinâmica profunda se restringiu aos custos associados na compra do mesmo. No intuito de diminuir os custos envolvidos, a solução adotada foi a utilização de dois blocos prontos, idênticos, cilíndricos, proveniente de uma empresa de reciclagem de metais da cidade de Porto Alegre – RS. As dimensões dos blocos cilíndricos adquiridos são de 77 cm de diâmetro de 125 cm de altura, resultando em uma pressão de contato de 9,8 t/m².

Dados estes valores, pela bibliografia consultada (Lukas, 1995), percebeu-se que a pressão de contato era superior à faixa de pressão considerada convencional, que varia de 4,0 a 7,5 t/m², sendo que valores acima deste limite podem causar puncionamento do bloco no solo. Assim sendo, no intuito de realizar um ensaio seguindo as recomendações empíricas da bibliografia, adquiriu-se uma chapa de aço com diâmetro de 120 cm e espessura de 10 cm a ser fixada na base de um dos blocos adquiridos. A ligação entre as peças se os deu através de soldagem. O conjunto do segundo bloco ficou, então, com uma massa total de aproximadamente 5,5 toneladas e uma pressão de contato de 4,8 t/m².

O primeiro bloco cilíndrico, sem a base alargada, foi mantido com suas características originais, com massa total de aproximadamente 4,7 toneladas e pressão de contato de 9,8 t/m². Foi realizada ainda uma combinação dos blocos, resultando massa total de 10,0 t, com pressão de contato de 8,87 t/m². A figura 3.1 apresenta croqui com a geometria dos blocos.

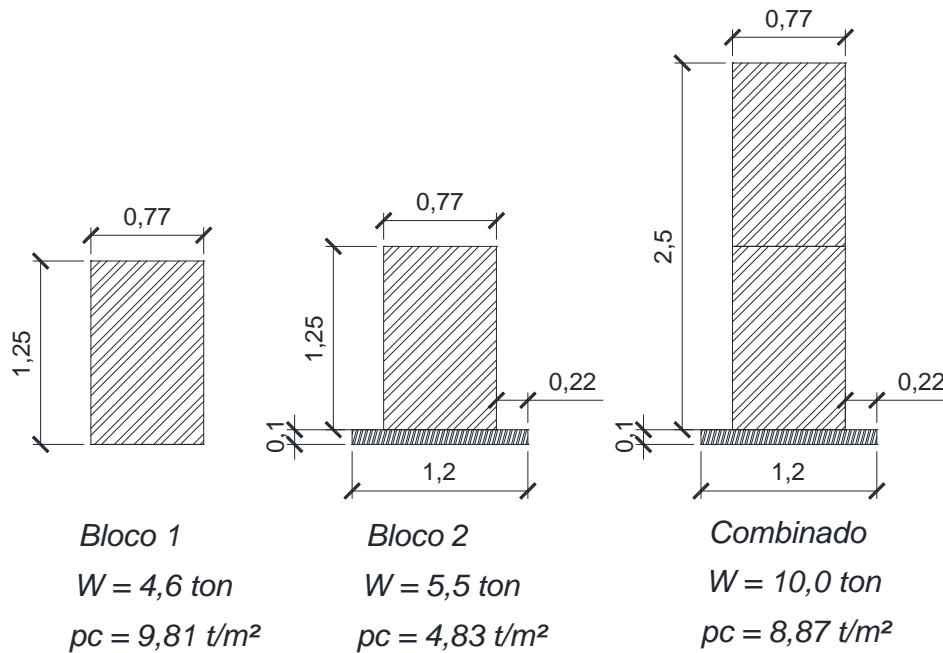


Figura 3.1 – Diferentes configurações dos blocos de aço

Vale ressaltar também que o fundo dos blocos é do tipo plano. A figura 3.2 apresenta um registro fotográfico dos diferentes blocos isolados, enquanto a figura 3.3 mostra o bloco combinado.



(a)



(b)

Figura 3.2 – Registro fotográfico dos blocos de aço (a) bloco 1 e (b) bloco 2.



Figura 3.3 – Blocos combinados e detalhe da barra de união

A união entre os blocos foi feita utilizando talas furadas soldadas em três pontos em cada bloco, o que possibilitava a ligação com uso de uma barra de aço presa com porcas. Na figura 3.3 pode-se observar a barra de ligação e as porcas utilizadas.

O içamento dos blocos se deu com utilização de cabos de aço. Para o caso do bloco 2, foram inseridas barras com porcas nas talas furadas, e o cabo passava por estes cabos a fim de promover um travamento, para não soltar no momento da queda. Para o bloco combinado, este possuía uma manilha na parte superior, o que possibilitava o uso de apenas um cabo de aço dotado de um gancho. A figura 3.4 mostra no detalhe o sistema de amarração do bloco 2.



Figura 3.4 – Detalhe da amarração dos cabos de aço às talas metálicas.

3.1.3. Solo Residual Não-Saturado de Passo Fundo/RS

O solo de estudo é um material residual de basalto e pertence à província geológica do planalto rio-grandense, segundo a geologia do Rio Grande do Sul, e à bacia do Paraná segundo a geologia do Brasil (BERTORELLI; HARALYI, 1998), que recebeu derrames vulcânicos de basalto, no período mesozóico sobre um pacote de rochas sedimentares.

A classificação pedológica é de um Latossolo Vermelho distrófico típico (unidade Passo Fundo), segundo Streck et al (2002). Estes solos são muito profundos, drenados e altamente intemperizados, apresentando uma sequência de horizontes A-Bw-C, onde Bw é do tipo latossólico. Estes solos têm pouco incremento de argila com a profundidade e transição gradual entre os horizontes e por serem muito intemperizados têm predomínio de caulinita e óxidos de ferro, o que lhes proporciona baixa CTC ($<17 \text{ cmol.kg}^{-1}$), acentuada acidez e baixo estoque de nutrientes. A coloração vermelha é coerente com a baixa saturação por bases ($<50\%$) e elevado teor de Ferro ($>18 \%$), o que os caracteriza como distroférico (STRECK et al, 2002).

Quanto às características geotécnicas este solo é classificado como MH, ou silte de alta plasticidade,. A caracterização geotécnica e química deste solo do horizonte B à 1,20 metro de profundidade, realizada por Girardello et al. (2007), está apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Caracterização do solo de estudo.

Parâmetro	Valor
Argila (%)	68
Silte (%)	5
Areia (%)	27
Limite de Liquidez (%)	53
Limite de Plasticidade (%)	42
Índice de Plasticidade	11
Peso específico real dos grãos (kN/m ³)	26,7
Umidade Natural (%)	34
Peso específico natural (kN/m ³)	16,3
Índice de Vazios	1,19
Grau de Saturação (%)	75,7
Porosidade (%)	54
pH	5,4
Matéria Orgânica	<0,8
CTC	8,6 cmolc/dm ³
Coeficiente de condutividade hidráulica (m/s)	1,39.10 ⁻⁵

É interessante observar que o solo do campo experimental possui características que não se encaixam inteiramente na classificação de Lukas (1995 – ver tabela 2.3 do presente trabalho). Analisando a condutividade hidráulica, este seria classificado como Zona 1 (ideal para a compactação dinâmica). Observando o IP do solo, seria Zona 3 (não indicado à compactação dinâmica). Pela quantidade de finos presente, o solo seria classificado como Zona 2 (intermediária), ou seja, pode-se perceber que o material em questão não se enquadra na classificação clássica proposta, o que o torna interessante de ser estudado.

Na figura 3.5 a seguir, pode-se observar que o solo encontrado no local possui perfil de resistência bastante homogêneo com a profundidade. Os dados apresentados são provenientes de ensaios SPT, CPT e SDMT realizados no local.

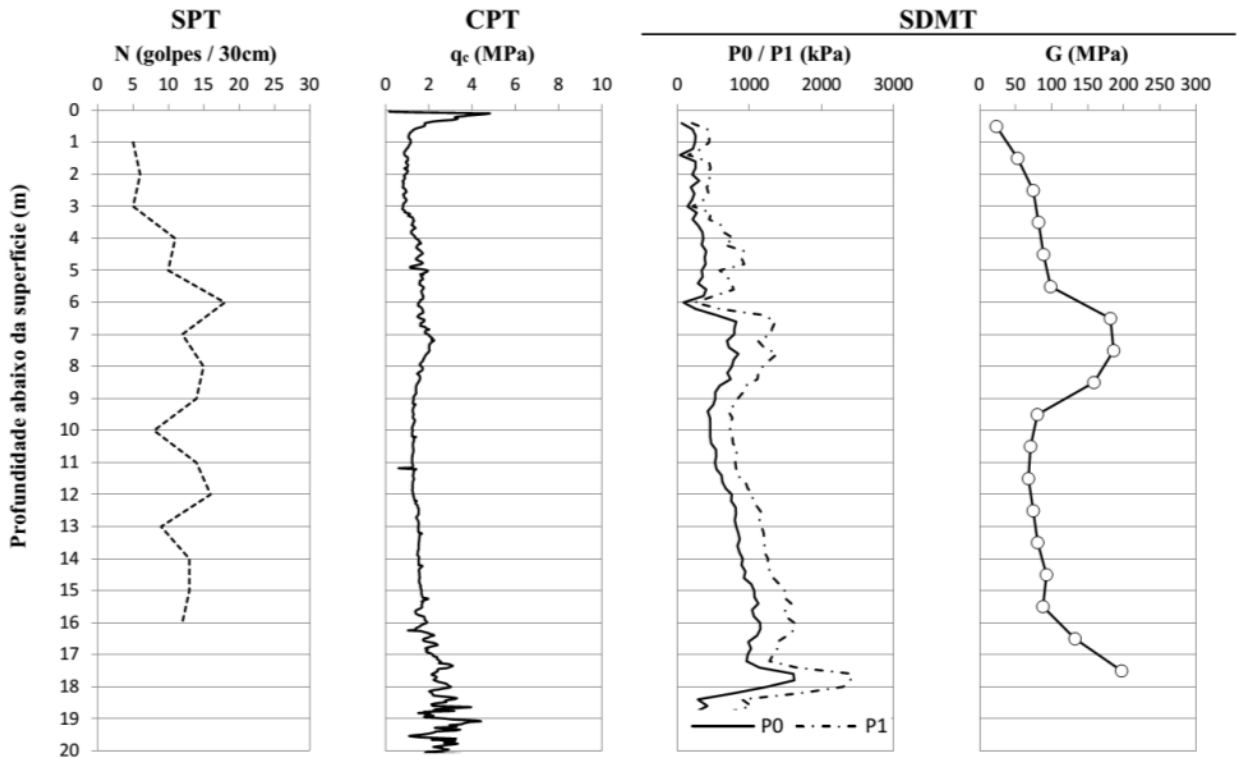


Figura 3.5 – Investigação do subsolo (Faro, 2014).

A condutividade hidráulica do solo encontrado no campo experimental da UPF apresentaram valores de interesse à técnica da compactação dinâmica. Observa-se a condutividade hidráulica é da ordem de 10^{-5} m/s. Tal valor é considerado alto, típico de areias finas, isto é, caracteriza um cenário favorável para a implementação da compactação dinâmica, uma vez que a poro-pressão gerada devido ao impacto pode ser rapidamente dissipada. O que chama a atenção é o fato do solo natural possuir 68% de argila e mesmo assim apresentar condutividade hidráulica equivalente a areia fina, indicando que o material possui uma estrutura interna natural que possibilita esta percolação.

3.2. METODOLOGIA

A metodologia adotada no trabalho segue, sempre que possível, as recomendações de projeto adotadas por Lukas (1995) e outros autores, conforme já descrito na revisão bibliográfica.

3.2.1. Programação da Compactação Dinâmica Profunda

Este item aborda os aspectos experimentais da compactação dinâmica executada em campo. Serão apresentadas as variáveis de estudo e os casos a serem estudados, conforme a revisão bibliográfica apresentada anteriormente.

Visto que não há registro do uso da técnica na região, a variável principal a ser observada é se ocorrem ou não melhorias neste tipo de material, e qual a ordem de grandeza destas mudanças. Com este intuito, foram programados 5 pontos de análise, onde foram feitos ensaios variando a massa do conjunto, bem como a altura de queda. Os blocos serão soltos no mesmo local em cada um dos pontos de análise, ou seja, não será feita uma malha de queda para estudo das melhorias espaciais.

As simplificações das variáveis de execução da técnica (como altura de queda, bloco escolhido, número de golpes e pontos de ensaio) tiveram como origem fundamental a disponibilidade de recursos na época.

3.2.1.1. Área de estudo

A área de estudo é localizada no Campo experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, ao lado do Centro tecnológico da UPF, prédio R1. As coordenadas geográficas do local são: S 28° 13'35.7" W 52° 23' 14.5". A Figura 3.5 apresenta uma vista superior da área de estudo, sendo a edificação no centro da figura o CETEC, o campo experimental é ao norte do prédio. A Figura 3.6 apresenta um registro fotográfico da área de realização dos ensaios.



Figura 3.6 – Foto aérea do local onde serão realizados os ensaios (Google, 2015).

3.2.1.2. Pontos de Estudo

Dadas as limitações de recurso e tempo para aluguel do guindaste, o plano de ataque consistiu em executar a compactação dinâmica nos pontos determinados até que se observasse afundamento após 3 golpes consecutivos igual a zero ou até que a profundidade da cratera não impossibilitasse o acesso ao seu interior. Foram realizados cinco pontos de estudo. A localização destes é apresentada na figura 3.6. A característica de cada bloco, bem como a altura adotada em cada ponto são apresentados na tabela 3.2

Tabela 3.2 – Pontos de estudo

Ponto	Bloco	Massa (t)	Altura de Queda (m)
P1	Bloco 2	5,50	Variável 3,0m + profundidade da cratera referente ao golpe anterior
P2	Bloco 2	5,50	3,0
P3	Bloco 2	5,50	3,0
P4	Combinado	10,00	3,0
P5	Combinado	10,00	1,5

As alturas de queda eram medidas a partir do fundo do bloco até o fundo da cratera, exceto no P1, onde a altura de queda foi fixada entre o fundo do bloco e o topo do terreno natural. Na figura 3.7 pode ser observado o local de execução dos ensaios, o guindaste utilizado, bem como os blocos combinados.



Figura 3.7 – Localização dos pontos de estudo.

3.2.1.3. Ensaio de Campo

Em todos os cinco pontos de estudo foram realizadas leituras do recalque provocado em cada golpe, com uso de trena eletrônica e régua topográfica, coleta de amostras do fundo do ponto estudado para verificação da densidade atingida. Além da verificação da densidade no fundo da cratera, foram coletadas amostras da lateral do fuste da cratera, para verificar se houve densificação do solo lateral à cratera. A figura 3.8 mostra o posicionamento dos cilindros para coleta das amostras para verificação da densidade. Estes eram cravados com auxílio do peso utilização na compactação, porém, apenas apoiado em cima dos cilindros.



Figura 3.8 – Detalhe dos cilindros para coleta de amostras do fundo.

As amostras eram extraídas dos cilindros com auxílio de um macaco hidráulico, conforme ilustra a figura 3.8. Com a amostra de solo retirada do cilindro metálico, esta era parafinada a fim de manter a umidade natural (figura 3.9). A figura 3.10 ilustra a fase de moldagem dos corpos de prova para realização dos ensaios de laboratório.



Figura 3.9 – Amostras retiradas dos cilindros (esquerda) e após a retirada, sendo parafinadas (direita)



Figura 3.10 – Moldagem dos corpos de prova.

A fim de avaliar se houve melhorias quanto à resistência, foram realizados dois ensaios de DCP (Dynamic Cone Penetration) em solo natural e dois na cratera onde foi aplicada a maior energia (P4) para verificação das melhorias em profundidade (até 80 cm abaixo do fundo da cratera). Na figura 3.11, pode-se observar o DCP já cravado no fundo da cratera.

Toda a sistemática proposta, desde o sistema de içamento e largada do bloco, até o modo de união entre blocos se mostrou simples e de rápida execução, possibilitando executar todos os 131 golpes em apenas um dia de trabalho de campo.



Figura 3.11 – DCP já cravado no fundo da cratera.

3.2.2. Programação dos ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório têm como função verificar se houve melhorias em termos de resistência e condutividade hidráulica quando executada a compactação dinâmica. A seguir é apresentada de maneira sucinta a programação dos ensaios.

3.2.2.1. Resistência ao cisalhamento

Para a verificação da variação na resistência ao cisalhamento do solo quando aplicada a compactação dinâmica, foi proposta a seguinte série de ensaios. Foram realizados ensaios triaxiais CD com tensões confinantes baixas (mais próximas das encontradas em campo) em amostras indeformadas de solo natural e da cratera P2, com o intuito de avaliar o potencial de melhoria da técnica e as implicações no solo residual.

3.2.2.2. Condutividade Hidráulica

Com o intuito de avaliar a mudança na condutividade hidráulica do material, foram executados 3 ensaios de condutividade hidráulica nos pontos P2, P4 e P5. Foram escolhidos tais pontos para avaliar se ocorriam mudanças na condutividade hidráulica pós compactação para diferentes energias.

3.2.2.3. Compressão Oedométrica

Foram realizados dois ensaios de compressão oedométrica, um no material natural, e outro com o material compactado do ponto P2. Foi realizado o ensaio apenas no P2 visto que era o ponto onde havia disponível a maior quantidade de amostras indeformadas. A seguir pode ser visto que os valores de índice de vazios e condutividade hidráulica são muito próximos, o que indica que todas as amostras encontram-se no mesmo estado final de compactação, razão esta também porque foi realizado ensaio apenas no P2. A realização de ensaios oedométricos tem como objetivo a observação na mudança da estrutural do solo após compactação.

3.2.3. Execução da Técnica

A execução dos ensaios para melhoramento deu-se conforme descrito no capítulo referente à execução da técnica, apresentado anteriormente. Somente a fase de “tamping” (pequenas energias) foi realizada, visto que o interesse do trabalho está na verificação primária do potencial e existência de melhoria.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

No presente capítulo serão apresentados os resultados obtidos em campo e em laboratório. Em conjunto, serão discutidos os resultados de cada ensaio. Inicialmente serão apresentados os resultados dos ensaios realizados em campo, com comparação de dados da bibliografia. Na sequência, serão discutidos os resultados de laboratório.

4.1. ENSAIOS DE CAMPO

Neste item, serão apresentados os dados obtidos com os ensaios realizados *in situ*, no campo experimental da UPF. Primeiramente serão apresentados os dados referente à execução da técnica de compactação dinâmica e, por fim, os resultados dos ensaios DCP.

4.1.1. Compactação Dinâmica

Conforme explicado anteriormente, durante a execução da compactação dinâmica, após cada golpe era medido o recalque total. Abaixo, na figura 4.1, é apresentada, para cada ponto de estudo, a curva Golpe vs Recalque Acumulado.

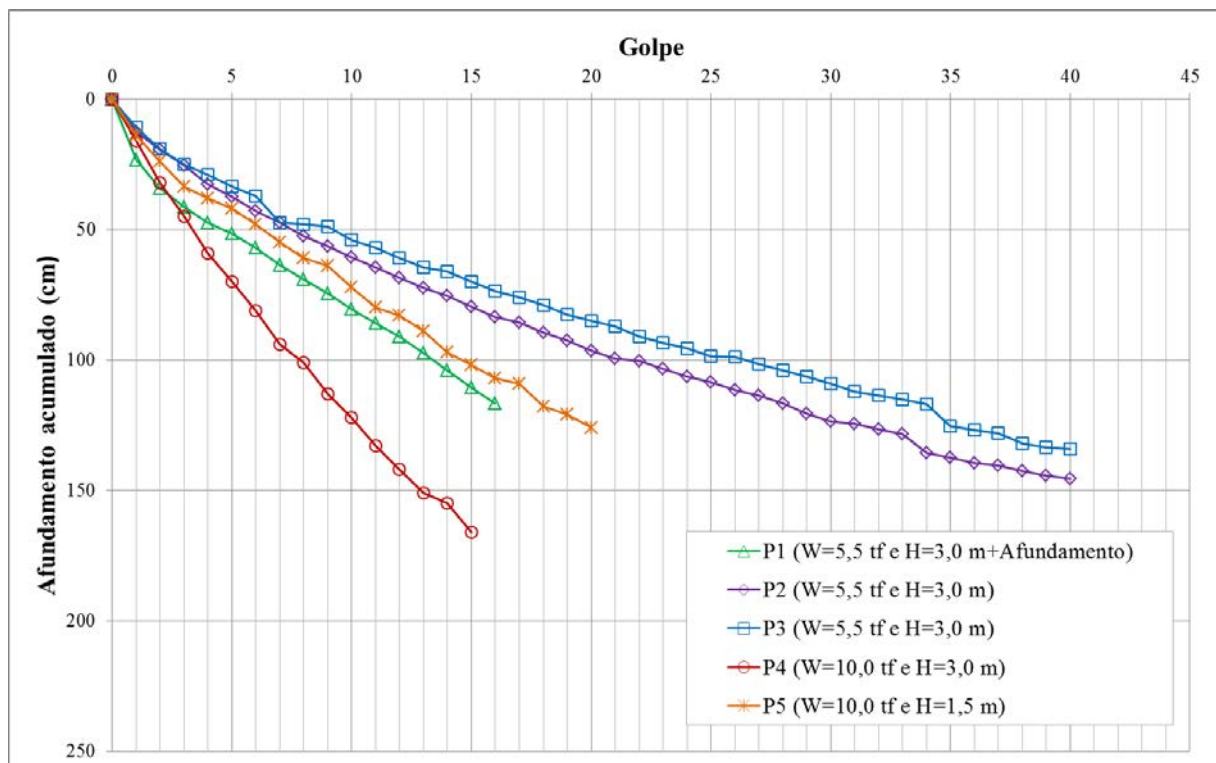


Figura 4.1 – Curvas Golpes vs Recalque Acumulado

Observa-se que as curvas P2 e P3 estão bastante similares, o que já era de se esperar, uma vez que a energia aplicada foi a mesma. Tal comportamento mostra que a repetibilidade do ensaio é adequada, uma vez que pode-se observar que a forma das curvas são quase idênticas, apenas com uma pequena defasagem entre si (os valores de afundamento medidos apresentam, no geral, uma diferença de 8%). O ponto P4 se destoa dos demais, também indo de acordo com o esperado, já que a energia neste ponto foi a maior entre todos. O ensaio P5 exibiu comportamento similar ao ponto P1, mesmo possuindo menor energia que este e igual energia aos pontos P2 e P3. Os dados obtidos neste ensaio mostraram que seu desenvolvimento foi intermediário aos valores de P2/P3 e P4. O bloco utilizado em P5 foi o combinado (10 t) e altura de 1,50m – estes dados podem levar a crer que para as configurações desta campanha de ensaios a massa do bloco possua mais influência do que a altura de queda. Obviamente, é necessário um maior número de ensaios para poder afirmar tal influência com maior segurança.

Pode-se observar na figura 4.2, onde é plotado o incremento dos afundamentos para cada golpe, para os 5 ensaios. Os pontos P2 e P3 estão praticamente estabilizados, com afundamentos nos golpes finais na ordem de 1 cm. Estima-se que caso fosse prosseguido o ensaio, com realização de golpes complementares, este valor chegaria a zero.

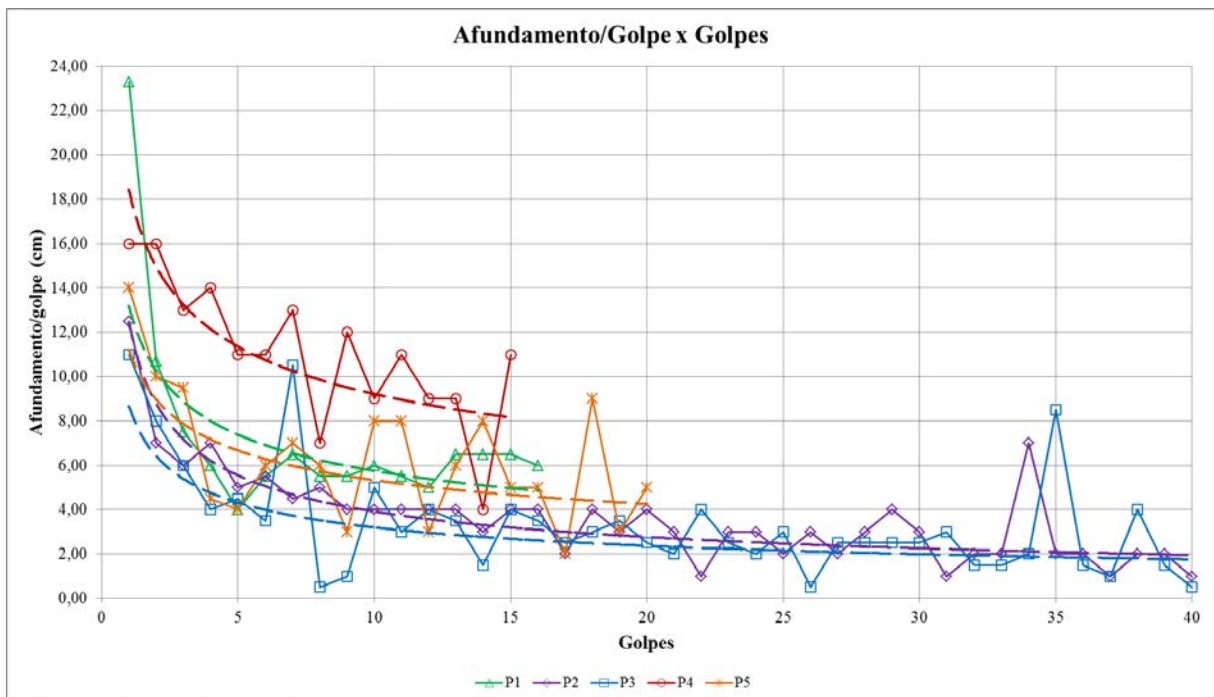


Figura 4.2 – Curvas Golpes vs Afundamento por golpes

Durante a execução da compactação dinâmica, não foram observados levantamentos no entorno do ponto de impacto.

Ainda dentro da cratera, foram retiradas amostras das paredes em dois níveis (uma a 30 cm da superfície e outra a 30 cm do fundo da cratera), a fim de avaliar se houve densificação destas regiões. Observou-se que o peso específico seco desta região manteve-se muito próximo do material natural, cerca de $12,4 \text{ kN/m}^3$ (material natural = $12,1 \text{ kN/m}^3$). O peso específico seco das amostras coletadas no fundo das escavações variou entre $13,1$ e $13,6 \text{ kN/m}^3$. Com base nos exposto, estima-se que o padrão de densificação das regiões no entorno da cratera se deu de acordo com o seguinte padrão: (a) ocorre uma densificação de uma pequena faixa lateral à cratera, juntamente com (b) o desenvolvimento de uma “bucha” de material compactado que vai aumentando de espessura (H) com o desenvolver do ensaio, com o mesmo aumento de diâmetro considerado na parte superior (figura 4.3). O aumento de 30 cm lateral foi arbitrado segundo os valores de deslocamentos medidos na literatura, conforme figura 2.8.

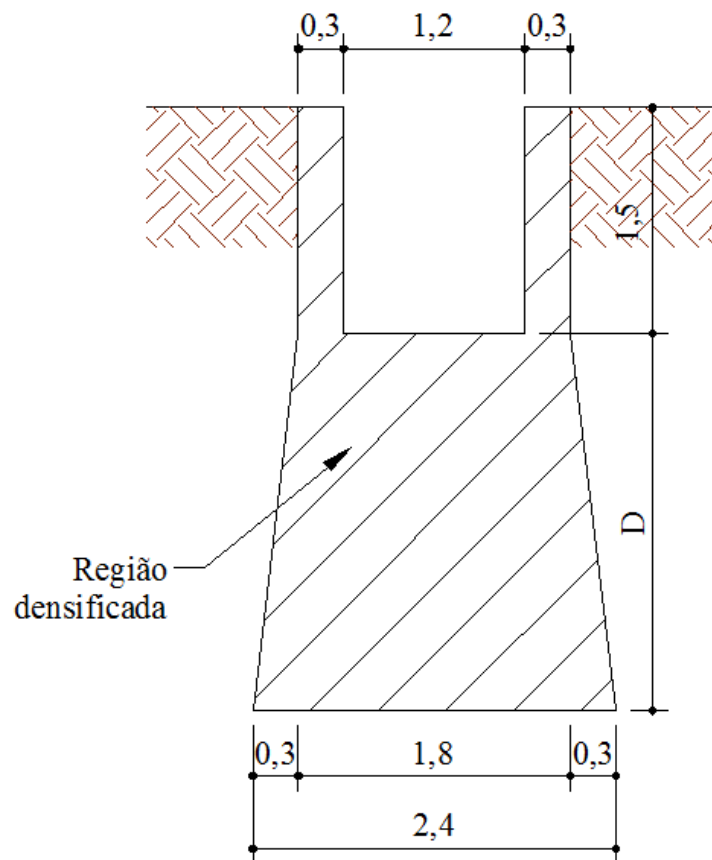


Figura 4.3 – Padrão estimado de densificação do material no entorno da cratera (medidas em metros).

Mayne et al. (1984) apresentaram gráfico dos afundamentos acumulados das crateras normalizados segundo a raiz quadrada da energia aplicada, conforme figura 2.10. Sobrepondo os dados obtidos com o campo experimental com os dados de Mayne et al. (1984), obtém-se o gráfico apresentado na figura 4.4.

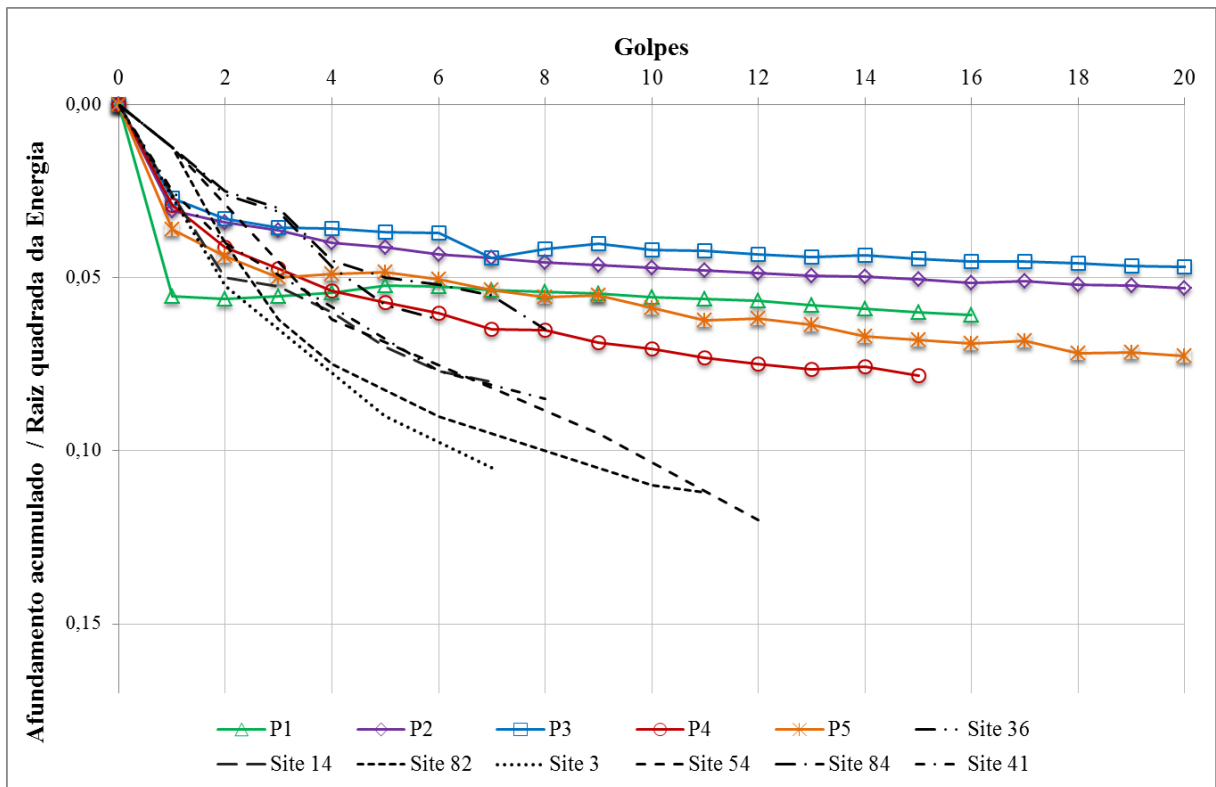


Figura 4.4 – Curvas Golpes vs Afundamento/Raiz quadrada da Energia

Pode-se perceber que os dados obtidos no campo experimental apresentam uma tendência de estabilização, quanto os de Mayne et al. (1984), indicado pelas curvas tracejadas pretas, não apresentam o mesmo comportamento. As curvas dos pontos P2 e P3 mostram que após o 4º golpe, aproximadamente, a curva se estabiliza (fica próxima da horizontal). Isso ocorre também para os pontos P1 e P5. O ponto com maior energia, P4, indica uma tendência de estabilização por volta do 8º golpe. Tais informações, de acordo com Mayne et al. (1984) podem ser indicativas do número ótimo de golpes.

A fim de avaliar a evolução da abertura da cratera com o desenvolver do ensaio, foi plotado gráfico do volume da cratera vs a energia aplicada (figura 4.5)

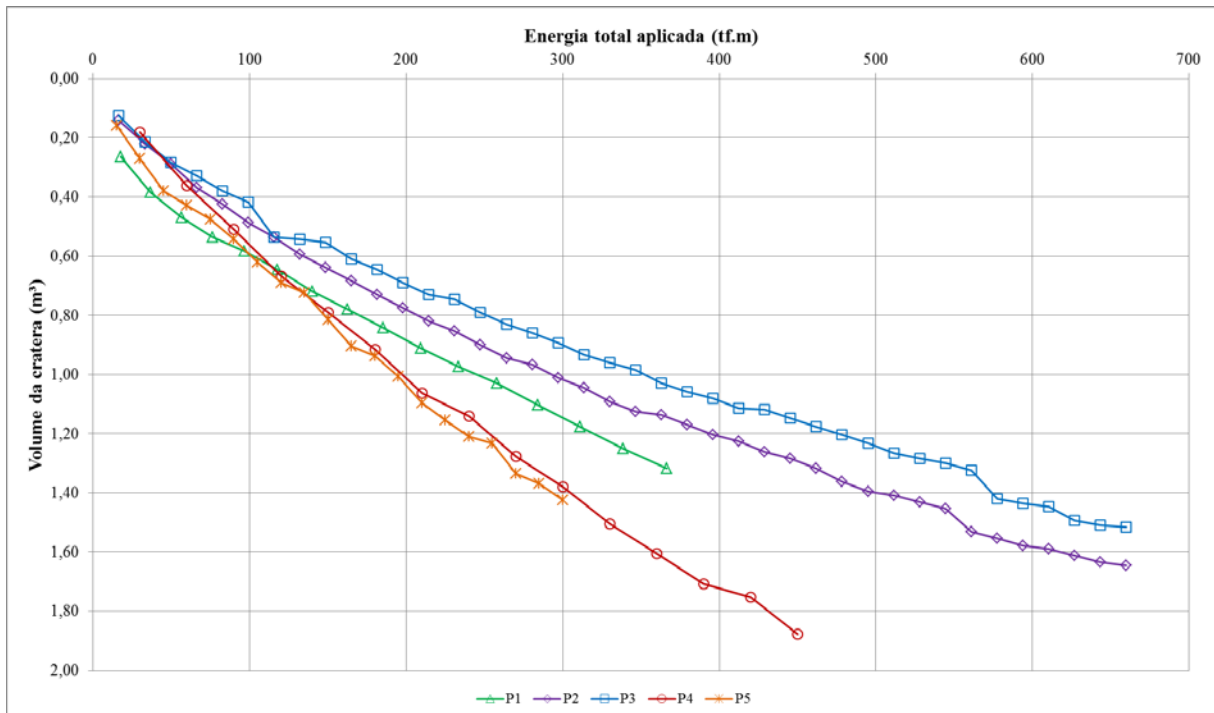


Figura 4.5 – Volume da cratera vs Energia total aplicada (altura x massa x n° golpes)

Pode-se observar que existe uma tendência de estabilização do volume aberto no final dos ensaios dos pontos P2 e P3, enquanto que para o ensaio P4 não. Observando por este viés, esta tendência indica que provavelmente se atingiu a energia de saturação para os ensaios P2 e P3.

Fato interessante que pode ser visto neste gráfico é a sobreposição das curvas dos ensaios P4 e P5, mostrando a clara normalização dos dados, já que o P5 possui metade da energia do P4. Percebe-se também que a energia potencial (altura de queda x massa do bloco) dos pontos P2, P3 e P5 são iguais, porém dos dados de P5 não estão de acordo com os de P2 e P3, mas sim com P4, indicando que, talvez, para a situação estudada, a massa do bloco possua maior influência nos afundamentos do que a altura de queda, situação semelhante à descrita na página 67.

4.1.2. Cone dinâmico

Os ensaios de Cone Dinâmico foram inicialmente realizados no terreno natural sem compactação (2 ensaios), para obter o critério de comparação. Após a realização destes, foram executados 2 ensaios no fundo da cratera P4. A seguir é apresentado gráfico com Número de Golpes vs Profundidade (figura 4.6).

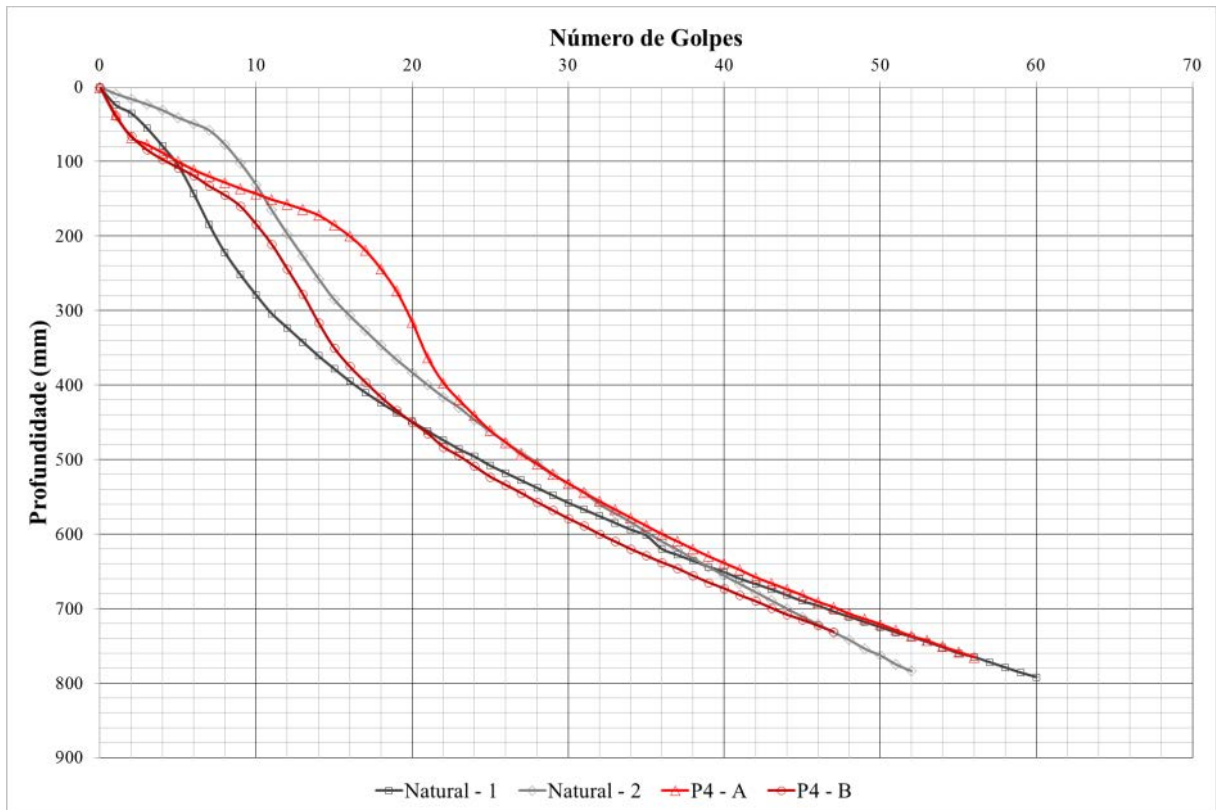


Figura 4.6 – Curvas dos Golpes vs Profundidade obtidos com o Cone Dinâmico

Pode-se perceber, pela inclinação das curvas, a resistência à penetração dos amostradores. Nota-se que na faixa entre 10 e 30 cm, aproximadamente, as curvas do material compactado estão próximas da horizontal, o que indica uma maior resistência à penetração. Após esta faixa, as curvas ficam novamente muito similares. Tal mudança indica que a densificação se deu nesta profundidade.

A faixa de melhoria indicada nos ensaios DCP não parece real, dado o volume aberto da cratera e o padrão de melhoria estimado. O que pode ter ocorrido neste ensaio é que o atrito da haste do amostrador tenha mascarado os dados reais, não se mostrando adequado para avaliação das melhorias da Compactação Dinâmica.

Analisando a profundidade onde se deram as melhorias de acordo com o ensaio de Cone Dinâmico, fez-se uma avaliação utilizando a equação tradicional de estimativa da profundidade de melhoria (equação 1, pg. 40), para fins de comparação. O parâmetro n foi utilizado variando de 0,3 a 0,8 (típica faixa indicada pela bibliografia). As profundidades estimadas segundo a equação, com uso dos valores de n indicados são, respectivamente, 1,64 e 4,38m.

A fim de comparar o padrão de densificação estimado com os valores propostos pela bibliografia clássica, calculou-se a espessura H da “bucha” abaixo da cratera. Adotou-se como valor de peso específico seco para o material natural o valor de $12,0 \text{ g/cm}^3$ e para a região compactada $13,5 \text{ g/cm}^3$. A espessura de densificação lateral estimada foi de 0,3 m. Com base no volume aberto da cratera e na diferença entre pesos específicos dos materiais, chega-se a uma espessura H igual a 3,30 m. Este valor encontra-se próximo aos valores estimados pela bibliografia. Deve-se ter atenção às simplificações realizadas nesta estimativa, que carece de dados mais precisos nas regiões de interesse, contudo, o mecanismo de densificação estimado parece razoável.

4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

No presente item, serão apresentados os dados obtidos nos ensaios de laboratório realizados, comparando o material natural com o compactado.

4.2.1. Condutividade hidráulica

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica com utilização de permeâmetro de parede flexível (figura 4.8). Detalhes do equipamento utilizado podem ser vistos no trabalho de Cruz (2004).

Foram realizados ensaios nos pontos P2, P4 e P5, a fim de se observar se haveriam alterações significativas na condutividade hidráulica em função das diferentes energias aplicadas. Todos ensaios foram realizados com tensão efetiva de 20 kPa, com gradiente hidráulico de 10.

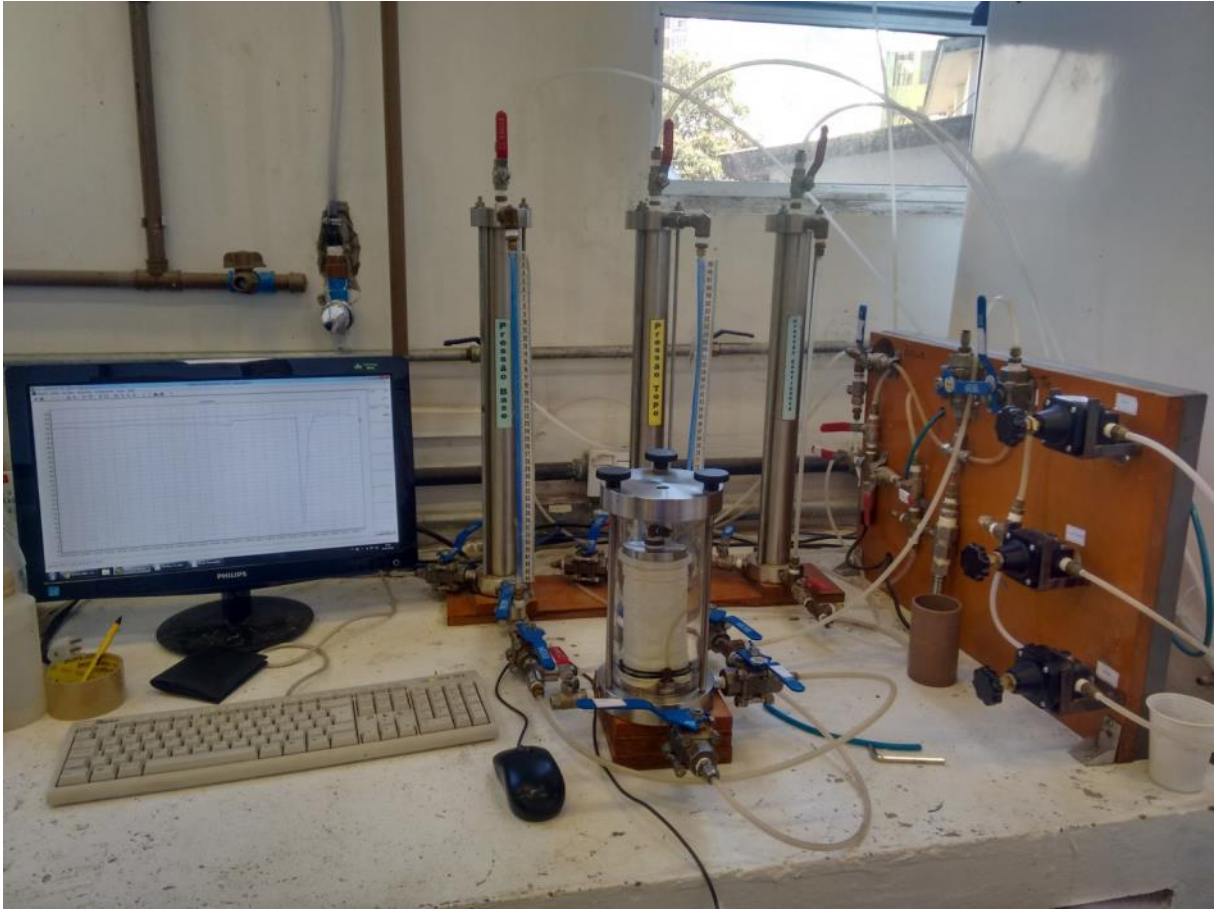


Figura 4.8 – Permeômetro de parede flexível utilizado para realização dos ensaios de condutividade hidráulica

Na tabela 4.1 abaixo, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela 4.1 – Resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica

Amostra	Altura de queda (m)	Massa do bloco (tf)	Condutividade Hidráulica (m/s)
Natural	–	–	$1,07 \times 10^{-5}$
P2	3,0	5,5	$1,37 \times 10^{-7}$
P4	3,0	10,0	$3,77 \times 10^{-7}$
P5	1,5	5,5	$2,84 \times 10^{-7}$

Pode-se perceber que houve redução significativa da condutividade hidráulica quando comparadas as amostras compactadas com a natural. Houve redução de duas ordens de grandeza, passando de 10^{-5} para 10^{-7} m/s. Tal redução é indício que houve quebra na estrutura natural do material, que possivelmente apresentava uma estrutura porosa com ligações entre

estes poros, uma vez que o solo natural apresenta condutividade hidráulica equivalente a uma areia fina, no entanto, com granulometria apresentando 67% de argila.

Essa redução na condutividade hidráulica é evidenciada pela alteração do índice de vazios (e) do material. Na tabela 4.2 a seguir é apresentado os valores de índice de vazios obtidos.

Tabela 4.2 – Índices físicos das amostras

Amostra	Umidade (%)	γ_{nat} (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	e	Grau de Saturação
Natural	33	16,1	12,1	1,21	73%
P2	34	17,5	13,1	1,04	87%
P3	33	18,1	13,6	0,96	92%
P4	32	17,4	13,2	1,03	83%
P5	34	17,9	13,4	1,00	91%

4.2.2. Ensaios Triaxiais

Foram realizados triaxiais nas amostras compactadas (ensaio P2) e no material natural. Todos os ensaios contaram com medidas internas de deformações, a fim de avaliar a rigidez a pequenas deformações. A seguir são apresentados os círculos de Mohr obtidos para cada ensaio.

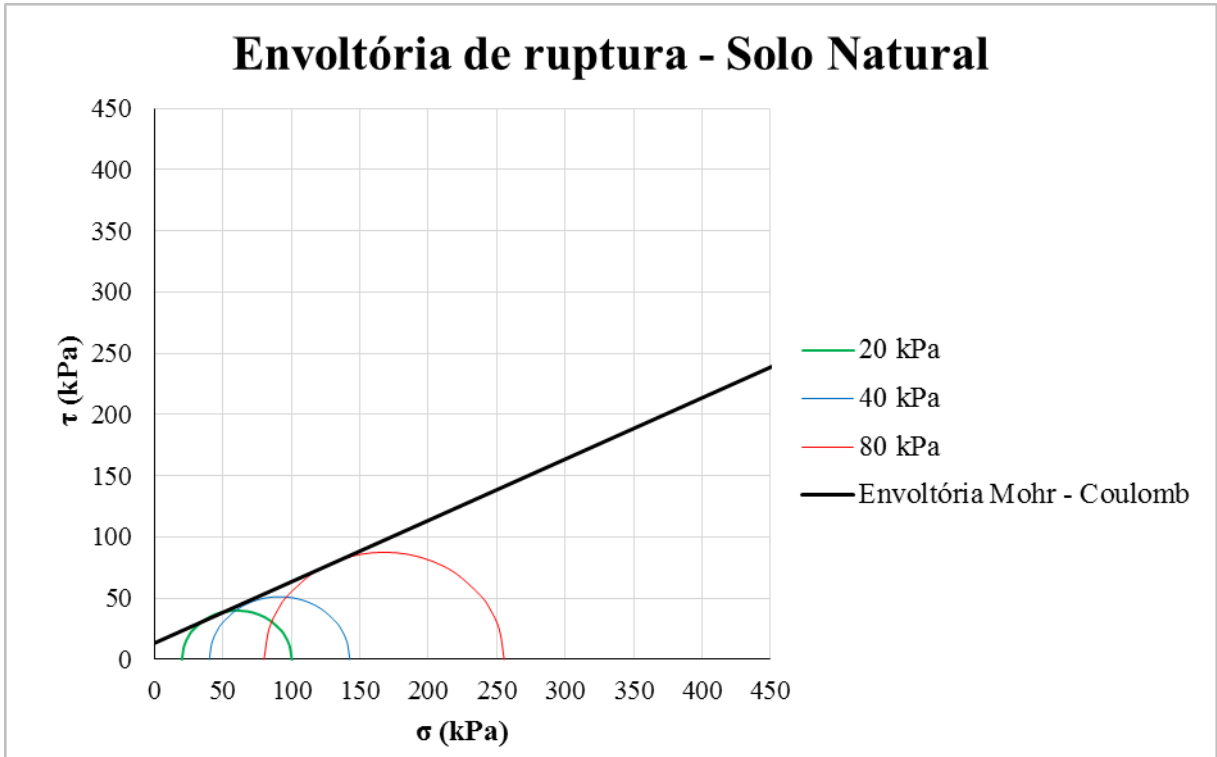


Figura 4.9 – Envoltória de ruptura para solo natural

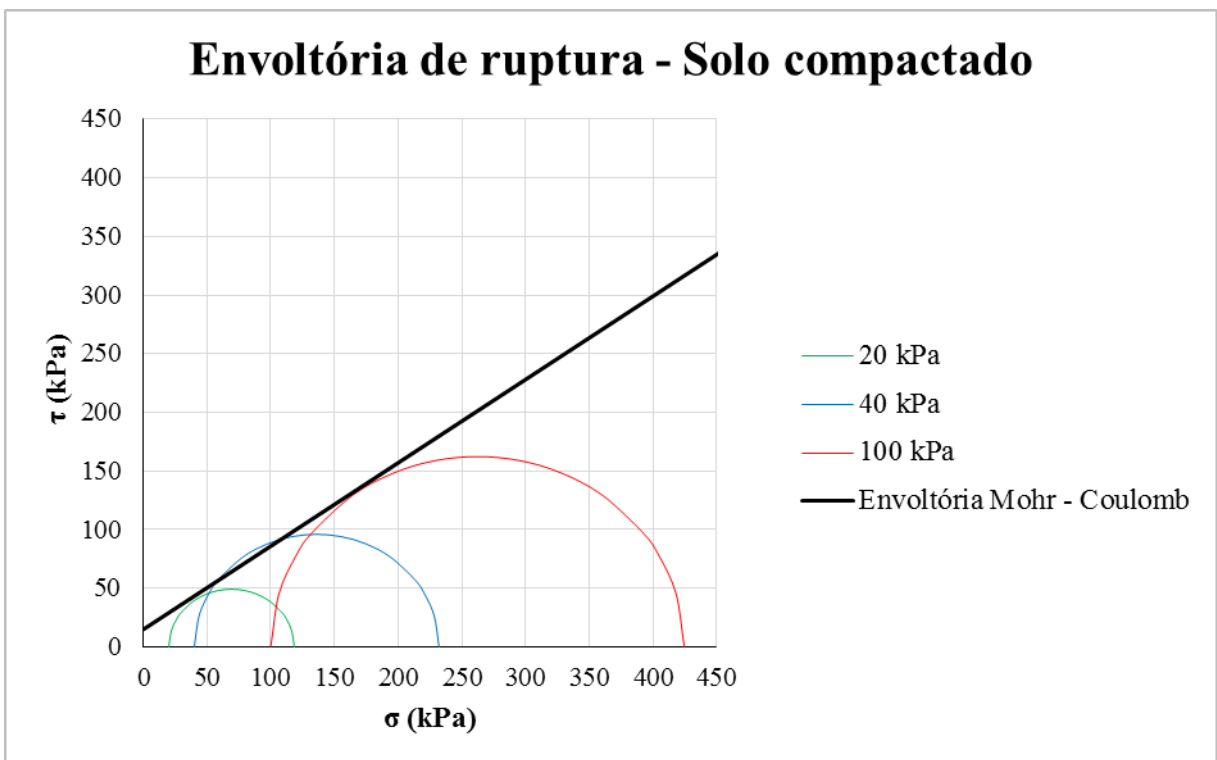


Figura 4.10 – Envoltória de ruptura para solo compactado

Na tabela a seguir são apresentados os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais supracitados.

Tabela 4.3 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais

Amostra	Ângulo de Atrito (graus)	Intercepto Coesivo (kPa)
Natural	26,6	14,9
Compactada	35,3	13,5

Observa-se que houve um aumento de $8,7^\circ$ no ângulo de atrito, enquanto que o intercepto coesivo praticamente se manteve. Para o material natural, pode-se falar em coesão propriamente dita, uma vez que o solo possui uma cimentação natural, no entanto, pós compactação, esta cimentação se perdeu, ou seja, não há mais sentido tratar o intercepto coesivo como coesão. A perda da cimentação contrabalanceou com a densificação do material, resultando no mesmo intercepto coesivo.

Durante a execução dos ensaios, o padrão de ruptura dos corpos de prova foi diferente. No material natural, ocorreu um embarrigamento do CP, enquanto no compactado ocorreu um plano de ruptura inclinado bem definido (ver figura 4.11). Tal mudança já era esperada, visto que o padrão de ruptura para materiais compactados é a ocorrida.



Figura 4.11 – Ruptura solo natural (esquerda) vs ruptura solo compactado (direita)

A seguir, nas figuras 4.12 e 4.13, são apresentadas as curvas tensão deformação para as tensões de confinamento menores.

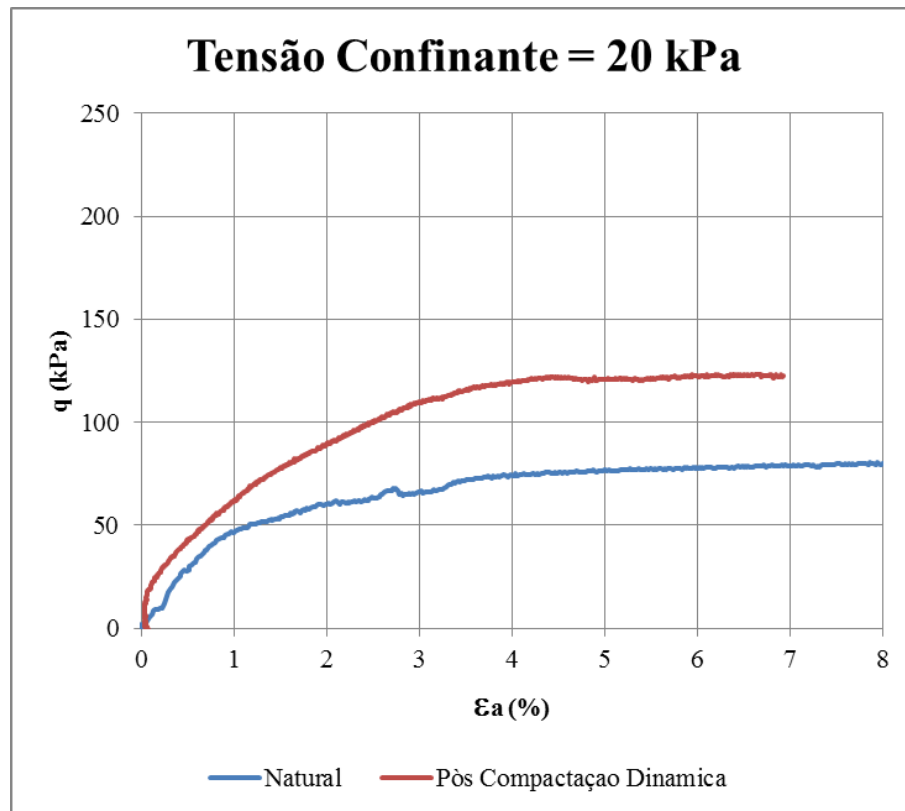


Figura 4.12 – Curva tensão vs deformação para tensão confinante de 20 kPa

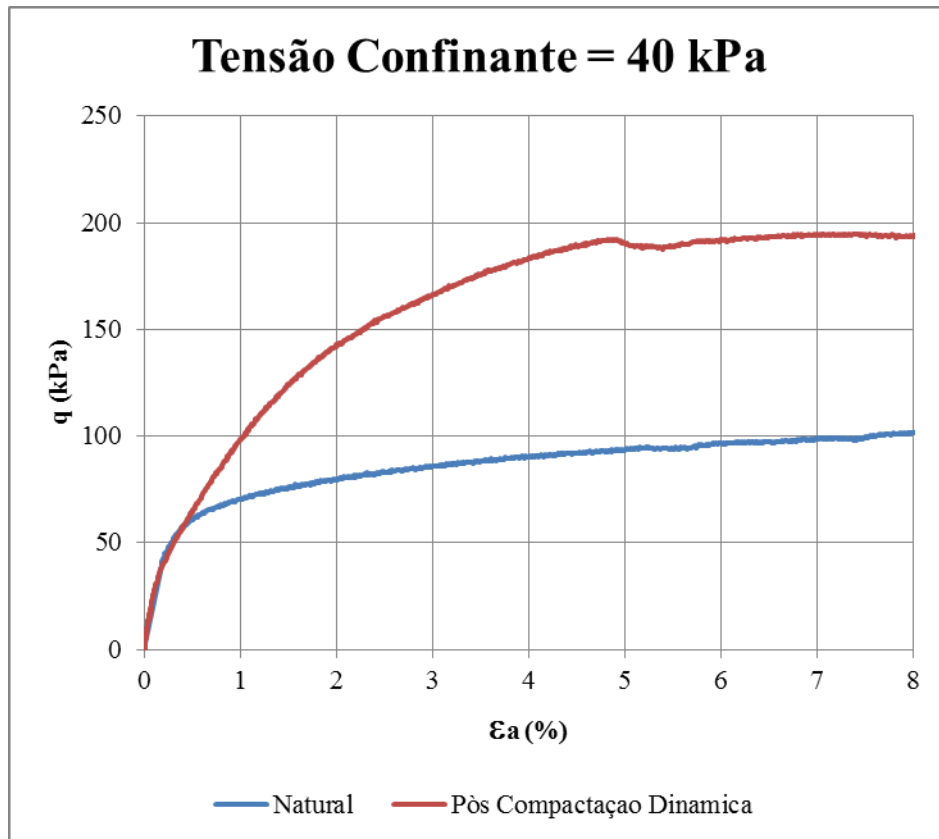


Figura 4.13 – Curva tensão vs deformação para tensão confinante de 40 kPa

Pode-se observar que os módulos de deformabilidade (inclinação das curvas) se assemelham. Para a tensão de confinamento de 20 kPa, a deformações muito pequenas (menor que 0,1%), o módulo do material compactado se mostrou maior, após este trecho as inclinações ficam muito próximas. Já para o caso do ensaio com tensão de confinamento de 40 kPa, os módulos são praticamente os mesmos – nota-se pela sobreposição das curvas no trecho inicial.

4.2.3. Ensaio Oedométricos

A fim de se avaliar a mudança na estrutura do solo quando compactado, foram realizados ensaios oedométricos, um com o solo natural, e outro com o material compactado. A seguir é apresentado gráfico com as curvas obtidas nos dois ensaios.

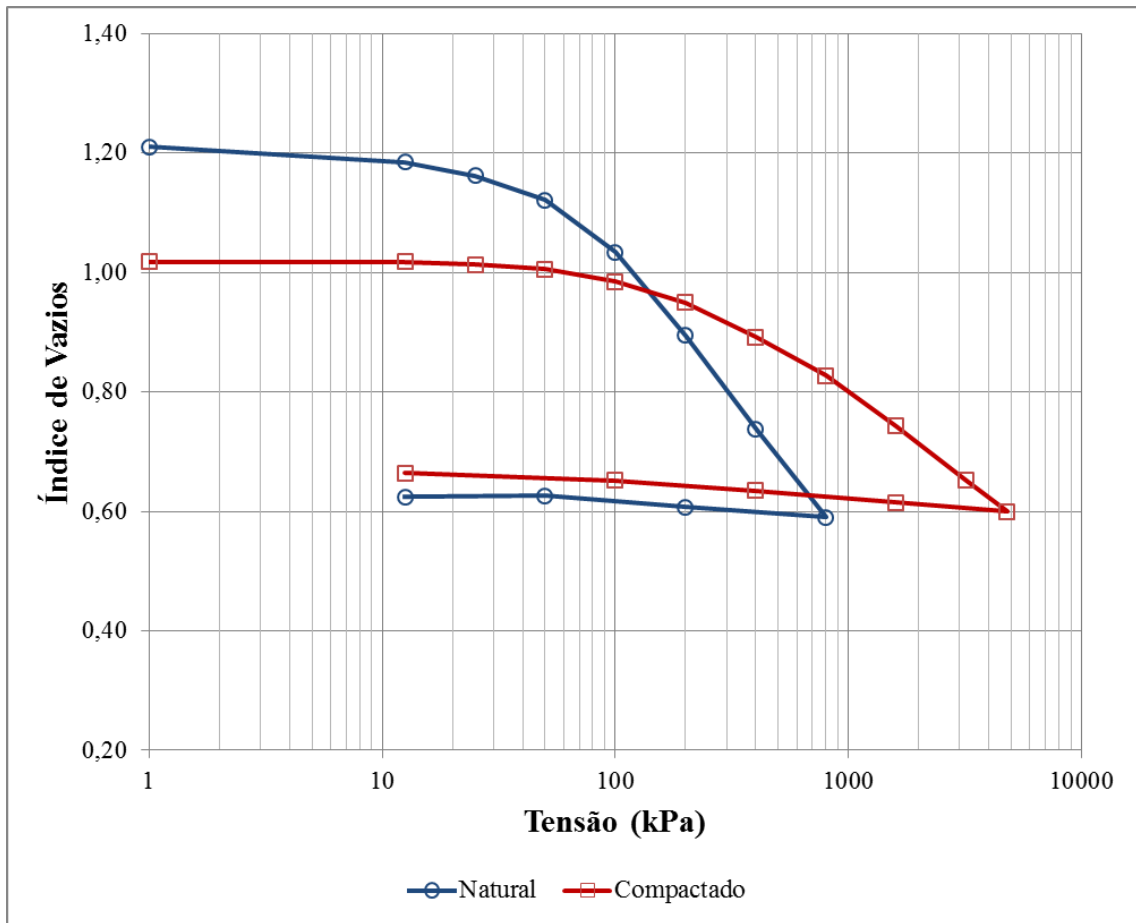


Figura 4.14 – Resultados dos ensaios oedométricos

Observa-se uma mudança significativa tanto da tensão de plastificação quanto dos índices de compressão e recompressão. A tensão de plastificação (utilizando o método de Pacheco Silva) do material natural é igual a 70 kPa, quanto a do material compactado é de 300 kPa. Os valores de C_c (índice de compressão) do solo natural e compactado são, respectivamente, 0,49 e 0,29. Os valores de C_r (índice de recompressão) do solo natural e compactado são, respectivamente, 0,034 e 0,004. Tais informações são evidências que a compactação alterou a estrutura interna do material.

É interessante observar que, durante os ensaios em campo, o índice de vazios final obtido foi 1,01, e não diminuiu, o que não se é observado no ensaio de oedométrico. Primeiramente deve-se atentar ao fato de que o modo como o carregamento é aplicado é diferente, no ensaio de oedométrico é estático, enquanto que na Compactação Dinâmica, como o próprio nome diz, de forma dinâmica. Nota-se que os valores de saturação obtidos para o solo compactado (tabela 4.2) estão muito próximos a 90%, valor máximo tipicamente obtido em ensaios de compactação (Proctor), o que pode indicar que foi atingida a densidade máxima com a

utilização da compactação dinâmica. A fim de densificar mais o material, deveria ser utilizada técnica semelhante ao ensaio oedométrico, ou seja, aplicar carregamento e esperar a dissipação do excesso de poro pressão gerada.

5. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas a partir dos resultados dos ensaios realizados. Também são apresentadas sugestões para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

5.1. CONCLUSÕES

A presente pesquisa tinha como objetivo a avaliação do comportamento do solo estudado quando melhorado com uso da Compactação Dinâmica. De maneira geral, pode-se observar com clareza mudanças significativas no comportamento do material e que o entendimento do mecanismo de melhoria ainda não foi completamente entendido, dado o total desconhecimento do comportamento deste tipo de solo quando submetido à Compactação Dinâmica e falta de ensaios mais precisos em pontos de interesse. Do observado, podemos destacar:

- O esquema proposto para funcionamento do sistema guincho + bloco se mostrou bastante eficaz a rápido para a campanha de ensaios proposta;
- O padrão de densificação estimado resultou uma espessura de melhoria abaixo da cratera de 3,30 m, condizente com os valores indicados na bibliografia. A realização de ensaios mais precisos e sensíveis é crucial para o melhor entendimento deste mecanismo;
- O índice de vazios do solo variou de 1,21 para aproximadamente 1,01 após compactação, para todos os pontos;
- Atingiu-se valores de saturação de 90% (na média) após a compactação, valor muito próximo ao máximo obtido em ensaios de compactação Proctor, o que indica que foi atingida densidade máxima com utilização deste sistema de compactação;
- Não se observou completa estabilização dos afundamentos para nenhum dos pontos ensaiados;
- Os afundamentos medidos foram de grande magnitude, variando de 1,16 a 1,66 m, dado o grande número de golpes aplicados;

- Segundo a proposta de Mayne et al. (1984), o número ótimo de golpes observado variou entre 4 e 8;
- Com uso do Cone Dinâmico, pode-se observar melhoria dos primeiro 20 a 30 cm de solo abaixo do fundo do bloco;
- A faixa de melhoria indicada pelo Cone Dinâmico não parece factível com o volume aberto da cratera, nem com o padrão de densificação estimado. O ensaio DCP se mostrou não conclusivo para avaliação das melhorias da Compactação Dinâmica;
- O uso da equação clássica de estimativa da profundidade de melhoria se mostrou adequada face ao padrão de densificação estimado;
- A condutividade hidráulica sofreu variação de duas ordens de grandezas, para o solo compactado, variando de 10^{-5} para 10^{-7} m/s;
- Os ensaios triaxiais mostraram alteração da resistência ao cisalhamento, com variação do ângulo de atrito, e manutenção da coesão. O ângulo de atrito variou de $26,6^\circ$ para $35,3^\circ$. O intercepto coesivo se manteve na casa dos 14 kPa;
- Observou-se alteração da tensão de plastificação no ensaio de oedométrico, variando de 70 para 300 kPa. No mesmo ensaio pode-se verificar uma alteração dos índices de compressão e recompressão, com redução de 41% e 88%, respectivamente.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visto a inexistência de estudos prévios sobre a Compactação Dinâmica em solos residuais brasileiros, especialmente do sul do Brasil, existe muito conhecimento ainda a ser explorado nessa área, principalmente no campo experimental onde o presente trabalho foi desenvolvido. Como sugestões ficam:

- O sistema de içamento possui clara capacidade de erguer pesos maiores a grandes alturas, o que é interessante, pois facilitaria a comparação com os dados similares da bibliografia existente;

- Inclusão de acelerômetros no bloco e no solo para compreensão mais clara de como funciona a transmissão de energia durante o processo;
- Realização de ensaios tipo CPT, DMT e SPT após compactação dinâmica, tanto no ponto de realização, quanto nos locais entre ensaios, para comparação e avaliação com mais precisão e influência da profundidade de densificação;
- Realização de uma malha de golpes para avaliação espacial das melhorias;
- Instalação de inclinômetros e defletômetros para confirmação dos deslocamentos laterais;
- Utilização de geofísica para avaliação da densificação;
- Execução de ensaios em modelo reduzido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARSLAN H., BAYKAL G., ERTAS O. Influence of tamper weight shape on dynamic compaction. **Proceedings of the ICE - Ground Improvement**. Londres: ICE, Volume 11, Edição 2, Abril de 2007. p. 61-66.

ASTM D6951 / D6951M-09 (2015), **Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015,

BERTORELLI, A.; HARALYI, N. **Geologia do Brasil**. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Coord.) *Geologia de engenharia*. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 584 p.

CRUZ, R. C. (2004) **Condutividade Hidráulica Em Solos Contaminados Encapsulados**. Dissertação de Mestrado. UFRGS.

CHARLES *et al* (1981) *apud* TERASHI, M., JURAN, I. Ground Improvement-State of the Art. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, 2000, Melbourne, Australia. **Anais...** Melbourne: ICMS, 2000. p. 461-519.

CHOW, Y.; YONG, D.; YONG, K.; LEE, S. Dynamic Compaction of Loose Granular Soils: Effect of Print Spacing. **Journal of Geotechnical Engineering**. Estados Unidos: ASCE, Volume 120, Edição 7, Julho de 1994. p. 1115–1133.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes**. 2014. (Doutorado). Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FENG, S.; SHUI, W.; TAN, K.; GAO, L.; HE, L. Field Evaluation of Dynamic Compaction on Granular Soils. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. Estados Unidos: ASCE, Volume 25, Edição 3, Junho de 2011. p. 241-249.

GIRARDELLO, V. et al. Comparação das técnicas de atenuação natural, bioaugmentação e bioventing para avaliar biodegradação de um solo contaminado com biodiesel. In: CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA E VII FEIRA DE PROTÓTIPOS, 22. 2007, Passo Fundo. **Anais...** Passo Fundo : UPF, 2007.

KERISEL (1985) *apud* SLOCOMBE, B. C. Dynamic Compaction. In: MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. **Ground Improvement**, 2 edição. New York: Spon Press, 2004. cap. 3.

KOPF, Fritz. PAULMICHL, Ivan. ADAM, Dietmar. **Modelling and Simulation of Heavy Tamping Dynamic Response of the Ground**. Eslováquia: 2010. Disponível em: <http://publik.tuwien.ac.at/files/PubDat_186214.pdf> Acesso em: Abril de 2013.

LUKAS (1986) *apud* LUKAS, R. G. **Geotechnical Engineering Circular No. 1: Dynamic Compaction**. Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1995.

LUKAS, R. G. **Geotechnical Engineering Circular No. 1: Dynamic Compaction**. Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1995.

LUNDWALL (1968) *apud* SLOCOMBE, B. C. Dynamic Compaction. In: MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. **Ground Improvement**, 2ª edição. New York: Spon Press, 2004. cap. 3.

MAYNE, P., JONES, J., Jr., DUMAS, J. Ground Response to Dynamic Compaction. **Journal of Geotechnical Engineering**. Estados Unidos: ASCE, Volume 110, Edição 6, Junho de 1984.p. 757-774.

MENARD, L. BROISE, Y., Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, *Geotechnique*, Londres: Vol. 25, No. 1, p. 3-17, March 1975.

MENARD, **Deltaport Expansion, Vancouver (Canada)**, 1 fotografia, color. Disponível em: <[http://www.menard-web.com/Appli/intranet/stockagerefms.nsf/vStockageCleFull/66DB3571fiche+deltaport-en.pdfFR/\\$FILE/fiche+deltaport-en.pdf](http://www.menard-web.com/Appli/intranet/stockagerefms.nsf/vStockageCleFull/66DB3571fiche+deltaport-en.pdfFR/$FILE/fiche+deltaport-en.pdf)>. Acesso em: Julho de 2013.

SISKIND *et al* (1980) *apud* LUKAS, R. G. **Geotechnical Engineering Circular No. 1: Dynamic Compaction**. Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1995.

SLOCOMBE, B. C. Dynamic Compaction. In: MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. **Ground Improvement**, 2ª edição. New York: Spon Press, 2004. cap. 3.

STRECK, Edmar Valdir. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: EMATER, 2002. 107 p.

TERASHI, M., JURAN, I. Ground Improvement-State of the Art. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, 2000, Melbourne, Australia. **Anais...** Melbourne: ICMS, 2000. p. 461-519.

WEST (1976) *apud* SLOCOMBE, B. C. Dynamic Compaction. In: MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. **Ground Improvement**, 2ª edição. New York: Spon Press, 2004. cap. 3.