

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rodrigo Scaravonatto Pinto

**APLICAÇÃO DO PENETRÔMETRO DE BASE PLANA NA
ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS MOLES: EFEITO DO
DIÂMETRO DA BASE**

Porto Alegre
julho 2017

RODRIGO SCARAVONATTO PINTO

**APLICAÇÃO DO PENETRÔMETRO DE BASE PLANA NA
ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS MOLES: EFEITO DO
DIÂMETRO DA BASE**

Trabalho de Diplomação a ser apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre

julho 2017

RESUMO

A estabilização de solos moles por mistura profunda, ou *Deep Soil Mixing* (DSM) é uma técnica largamente utilizada na Europa, EUA e Japão. DSM é um tipo de técnica de mistura *in situ* do solo com algum material ligante, com o objetivo de melhorar as propriedades de carga e recalque de siltes e argilas moles. Foi sugerido um novo ensaio de dosagem, que substitui o ensaio de compressão não-confinada, e apresenta uma boa correlação com este último (CONSOLI et al., 2015). Trata-se de um tipo de penetrômetro, com formato de uma pequena sapata circular, de base plana, com área de 0,5 cm². No presente trabalho foi feito o ensaio com o penetrômetro de base plana, comparando os resultados de diferentes áreas de base com o conhecido ensaio de compressão diametral. Buscou-se encontrar algum diâmetro para o qual a correlação com o ensaio de compressão diametral fosse significativamente melhor. Foi utilizado um solo artificialmente composto de 85 % de caolinita e 15 % de bentonita, com umidade de 120 %. O ligante foi cimento (CP V ARI), com dosagens de 50 a 200 kg/m³. Os tempos de cura variaram de 7 a 14 dias. Os diâmetros d base foram de 8,0 mm, 11,3 mm e 16,0 mm. Considerando o reduzido tamanho da amostra (N=4), para o solo testado, melhorado com ligantes cimentícios, não há um diâmetro mínimo, entre os três diâmetros testados, para o qual seja melhor a correlação do ensaio do penetrômetro de base plana com o ensaio de compressão diametral. Os limites de confiança de 95 % da razão q_i/q_e são 0,001 e 0,025.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Procedimento de trabalho na mistura profunda de solo por colunas.....	9
Figura 2 – Tipo de equipamento para estabilização em massa.....	10
Figura 3 – Barras de base plana (penetrômetros de base plana) com diferentes áreas da ponta.....	14
Figura 4 – Correlação entre a resistência à compressão diametral (q_t) e a resistência do penetrômetro de base plana (q_e).....	14
Figura 5 – Diagrama das etapas da pesquisa.....	20
Figura 6 – Máquinas de estabilização por colunas.....	21
Figura 7 – Ferramentas de mistura para colunas de solo-cal.....	23
Figura 8 – Equipamento de mistura profunda.....	24
Figura 9 – Representação esquemática do comportamento geomecânico esperado na estabilização profunda por colunas.....	25
Figura 10 – Padrões de estabilização por colunas (vista em planta).....	26
Figura 11 – Padrões de estabilização por colunas (seção transversal).....	26
Figura 12 – Exemplos de estruturas combinando estabilização em massa e por colunas.....	27
Figura 13 – Mastro de CDSM no reservatório Sunset (Sunset North Basin Dam).....	28
Figura 14 – Plano de estabilização (Sunset North Basin Dam).....	29
Figura 15 – Seção transversal A (Sunset North Basin Dam).....	29
Figura 16 – Superfícies críticas de falha antes da estabilização (Sunset North Basin).....	30
Figura 17 – Superfícies críticas de falha depois da estabilização (Sunset North Basin).....	30
Figura 18 – Exemplo de aterro sobre solo estabilizado por colunas.....	31
Figura 19 – Estabilização profunda no trem de alta velocidade holandês.....	32
Figura 20 – Aplicações da estabilização profunda no Japão.....	34
Figura 21 – Talude estabilizado por colunas perto do rio Trosa, Suécia.....	35
Figura 22 – Seção transversal típica de estabilização em massa para um aterro.....	35
Figura 23 – Estrutura da pasta de cimento e formação do CSH	39
Figura 24 – Estrutura da pasta de cimento e formação do CSH: fotografia ESEM	39
Figura 25 – Efeito da troca de base em ilitas e caolinitas.....	42
Figura 26 – Uso de um penetrômetro manual para ensaios de colunas de solo-cal em Håby, Finlândia.....	44
Figura 27 – Montagem do experimento com penetrômetros de ponta plana.....	46
Figura 28 – Tabela de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 6 diâmetros diferentes, com leitura única.....	48

Figura 29 – Gráfico de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 6 diâmetros diferentes, com leitura única.....	48
Figura 30 – Desenho esquemático dos moldes depois de testados pelos penetrômetros de base plana.....	49
Figura 31 – Tabela de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 3 diâmetros diferentes, com 3 leituras para cada diâmetro.....	50
Figura 32 – Gráficos de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 3 diâmetros diferentes, com 3 leituras para cada diâmetro.....	51
Figura 33 – Ajuste linear dos pontos dos ensaios com penetrômetros.....	52
Figura 34 – Medidas dos diâmetros, alturas e massa dos corpos de prova antes do ensaio de compressão diametral.....	54
Figura 35 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 100 kg/m ³ , 7 dias de cura, e ruptura em 25/02/2016.....	55
Figura 36 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 50 kg/m ³ , 9 dias de cura, e ruptura em 10/03/2016.....	55
Figura 37 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 200 kg/m ³ , 7 dias de cura, e ruptura em 21/03/2016.....	56
Figura 38 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 100 kg/m ³ , 14 dias de cura, e ruptura em 06/04/2016.....	57
Figura 39 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 100 kg/m ³ , 7 dias de cura, e ruptura em 10/05/2016.....	57
Figura 40 – Gráficos das Figuras 36 a 40 reunidos.....	58
Figura 41 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para diâmetro = 8,0 mm.....	59
Figura 42 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para diâmetro = 11,3 mm.....	60
Figura 43 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para diâmetro = 16,0 mm.....	61
Figura 44 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para todos os diâmetros.....	63
Figura 45 – Tabela para o cálculo do erro padrão da estimativa $S_{q_t} \cdot q_e$	64

LISTA DE SIGLAS

DSM – *Deep Soil Mixing*, mistura profunda de solo

CDSM – *Cement Deep Soil Mixing*, mistura profunda de solo com cimento

CEC – *Cation Exchange Capacity*, capacidade de troca de cátions

CSH – *Calcium Silicate Hydrate*, silicato hidratado de cálcio

FMI – *Fräs-Misch-Injectionsmaschine, cut-mix-injection*, máquina de mistura tipo motosserra

SIG – *Swedish Geotechnical Institute*, Instituto Geotécnico Sueco

ESEM – *Environmental Scanning Electron Microscope*, microscópio eletrônico de varredura ambiental

LISTA DE SÍMBOLOS

q_u – resistência à compressão não-confinada

q_e – resistência no ensaio com penetrômetro de base plana

q_t – resistência à compressão diametral

η – porosidade

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	8
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	17
2.2.1 Objetivo principal	17
2.2.2 Objetivos secundários	17
2.3 HIPÓTESE.....	18
2.4 PRESSUPOSTO.....	18
2.5 DELIMITAÇÕES.....	18
2.6 LIMITAÇÕES.....	18
2.7 DELINEAMENTO.....	19
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1 HISTÓRICO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTABILIZAÇÃO PROFUNDA.....	21
3.2 APLICAÇÕES DA ESTABILIZAÇÃO PROFUNDA.....	25
3.3 MISTURA DE LIGANTES AO SOLO.....	36
4 PENETRÔMETRO DE BASE PLANA	43
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO APLICADOS NA ESTABILIZAÇÃO PROFUNDA.....	43
4.2 EXEMPLO DE UM PENETRÔMETRO MANUAL FINLANDÊS.....	44
4.3 METODOLOGIA DOS ENSAIOS FEITOS COM DIVERSOS DIÂMETROS DO PENETRÔMETRO DE BASE PLANA.....	45
4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS COM DIVERSOS DIÂMETROS DO PENETRÔMETRO DE BASE PLANA.....	47
4.5 METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL	52
4.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	53
4.7 COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL COM OS ENSAIOS DOS PENETRÔMETROS DE BASE PLANA.....	59
4.8 CONCLUSÃO.....	62
REFERÊNCIAS	64

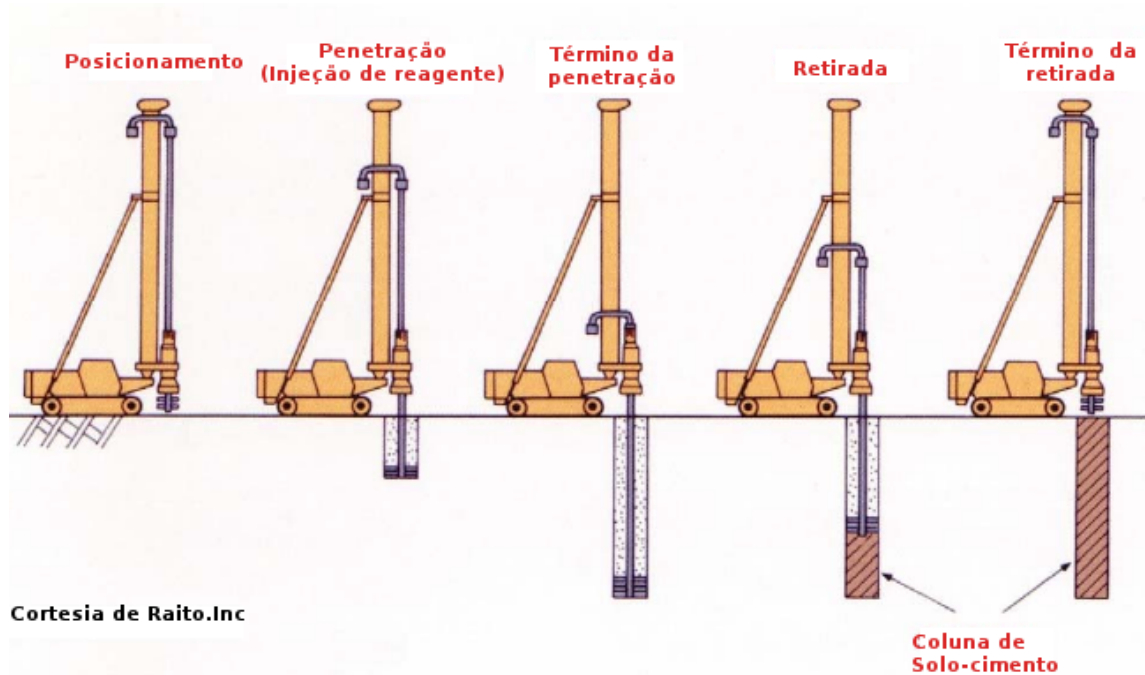
1 INTRODUÇÃO

A estabilização profunda de solos, ou *Deep Soil Mixing* (DSM), é um tipo de técnica de mistura *in situ* do solo com algum material ligante, com o objetivo de melhorar as propriedades de carga e recalque de siltes e argilas moles. Os materiais ligantes podem ser, por exemplo, os seguintes: cal viva ou extinta, escória de alto forno, gesso, cinza volante, cimento, etc. Eles podem ser combinados. Há poucos anos a estabilização profunda vem sendo utilizada em solos altamente orgânicos – turfas, por exemplo – com sucesso.

DSM é uma técnica que tem origem nos EUA, e já é utilizada desde 1975 na Suécia, Finlândia e Japão (LARSSON, 2003, p. 60; MITCHELL, 1981, p. 533-534). Há basicamente dois tipos principais de estabilização profunda: estabilização por colunas de solo estabilizado, com profundidade típica de 20 m, e estabilização em massa, em que o volume inteiro de solo é estabilizado, tipicamente até a profundidade de 5 m. Ambas modalidades são feitas com máquinas especiais. No caso da estabilização por colunas, estas máquinas são constituídas por uma unidade rotatória de cravação, através da qual passa um eixo vertical longo de seção oca. Neste eixo está montada uma ferramenta especial de mistura. A ferramenta é inserida até a profundidade desejada pela unidade rotatória. A Figura 1 ilustra as etapas da estabilização por colunas.

No método seco (*dry method*), uma mistura de ar e ligante é liberada por pressão através de orifícios próximos às lâminas da ferramenta de mistura. Normalmente, este jato de ligante é liberado somente enquanto a ferramenta de mistura é retirada gradualmente. O ar comprimido escapa por fissuras através do solo, o que pode provocar em solos moles uma elevação do nível do terreno de 5 a 10 cm. No chamado método úmido (*wet method*), uma mistura de água e ligante é liberada, tanto durante a penetração da ferramenta de mistura até a profundidade desejada, quanto durante a retirada da mesma. Estas máquinas podem pesar entre 50 e 80 toneladas. No método seco, os diâmetros das colunas variam de 1,0 a 1,5 m para o equipamento japonês, e de 0,5 a 0,8 m para o equipamento escandinavo. No método úmido, os diâmetros das ferramentas de mistura podem ser maiores do que 1,2 m, chegando até a 2,4 m. As colunas podem ser agrupadas em painéis, inclusive com sobreposição de diâmetros. Em argilas marinhas, uma coluna de 10 m pode ser construída em 4 minutos (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 68).

Figura 1 – Procedimento de trabalho na mistura profunda de solo por colunas: posicionamento; penetração da ferramenta; penetração completa; retirada da ferramenta; retirada completa.



(fonte: BARRON et al., 2006, p. 191)

Na estabilização em massa, as ferramentas de mistura, em geral, parecem um propulsor de navio. Uma área de 8 a 10 m², e até uma profundidade de 3 a 5 m, é misturada completamente em cada sequência de trabalho. O ligante é adicionado por pressão, numa faixa de 200 a 400 kg/m³. Para que a mistura fique homogênea, a ferramenta de mistura deve ser levada em todas as partes da porção de solo a ser estabilizada, fazendo movimentos horizontais e verticais. Isto pode ser conseguido adaptando a ferramenta no lugar da concha de uma retroescavadeira. O processo apresenta boa produtividade, demorando cerca de uma hora para estabilizar 100 m³ de solo. A ferramenta de mistura normalmente tem 800 mm de diâmetro. O limite de profundidade é de cerca de 7 m. Imediatamente após a mistura, a área estabilizada pode receber uma sobrecarga de 0,5 a 1,0 m de solo. Assim, o ar é expulso do solo tratado e sua resistência final será aumentada. O peso típico do equipamento, menor do que na estabilização por colunas, é de cerca de 20 toneladas. Normalmente são feitas plataformas de trabalho com 0,5 m de pedregulho sobre o solo nos lugares por onde passará o equipamento (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 82).

Na Figura 2 aparece uma ferramenta de mistura para estabilização em massa com formato de tambor, com rotação do eixo na horizontal e lâminas de mistura na vertical.

A mistura profunda de solo pode ser utilizada para diminuição de recalques e melhora da estabilidade de aterros em solos moles. É aplicada em obras de infraestrutura, tais como rodovias, ferrovias e aeroportos. A profundidade das colunas deve ser grande o suficiente para que as superfícies de ruptura que passam sob elas tenham um fator de segurança adequado. As superfícies potenciais de ruptura que passam através das colunas devem ter, no mínimo, este mesmo fator de segurança. A estabilização em massa pode ser combinada com a estabilização por colunas (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 22).

Figura 2 – Tipo de equipamento para estabilização em massa, com ferramenta de mistura com eixo de rotação horizontal e lâminas de mistura verticais.



(fonte: U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2013, p. 128)

A mistura profunda de solo também pode ser usada na estabilização de taludes de cursos d'água, como camada de suporte para fundações rasas, em fundações de pontes, como barreira reativa (para controle de infiltração de poluentes), como suporte de escavações e como parede para atenuação de ruídos e vibrações de linhas subterrâneas de metrô (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 22).

Em aterros, a técnica reduz o tempo de construção, pois o solo estabilizado já atinge grande parte da resistência em três meses. Além disso, pode ser aliada com o pré-carregamento. Aliar

a estabilização profunda com uma sobrecarga temporária é fortemente recomendado, resultando em recalques menores durante o tempo de serviço (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 25). Tanto em solos japoneses quanto em solos nórdicos, o solo melhorado tem uma velocidade de recalque muito mais alta do que o solo não melhorado. Há duas explicações diferentes para este fenômeno. Em solos nórdicos, as colunas de solo-cal costumam ter uma permeabilidade tão grande que são consideradas como drenos verticais que aumentam a velocidade de recalque do aterro. No Japão, em trabalhos marinhos, o solo do fundo do oceano é normalmente misturado com cimento, e a permeabilidade resultante não é tão alta. A explicação dada, neste caso, para o aumento da velocidade de recalque é a redistribuição de tensões entre as colunas de solo melhorado e o solo adjacente não melhorado (TERASHI, 2003, p. 42).

O comportamento da mistura solo-ligante envolve reações químicas muito variáveis devido às condições ambientais. O tipo de solo, seu teor de matéria orgânica e o pH das águas subterrâneas são fatores igualmente importantes. Somente ensaios de dosagem permitem a determinação do tipo de ligante ou mistura de ligantes, sua quantidade, proporção e tempo de cura adequados. Solos similares podem se comportar de maneira muito diferente ao serem estabilizados. Variações pequenas das propriedades químicas do estabilizante podem contradizer a experiência anterior. Portanto, os ensaios de dosagem são indispensáveis e devem ser feitos desde as etapas iniciais de um projeto (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 44).

É importante ressaltar que as incertezas em geotecnia tornam fundamental o monitoramento das grandezas que podem ser medidas com confiabilidade em campo. O uso do método observatório (o chamado *observational method* de Terzagui e Peck) é recomendado, tal como o seria em qualquer grande obra geotécnica. Assim, grandezas tais como resistência à penetração (furos CPT), recalque, movimento lateral e poropressão (inclinômetros, piezômetros) têm os seus valores previstos, medidos e comparados. E ainda, pelo mesmo método, o projeto poderá ser modificado de acordo com a observação destes parâmetros geotécnicos.

Os ensaios de laboratório em geral indicam resistências muito mais altas do que em campo. Em campo, as variações na homogeneização da mistura e na temperatura e umidade são bem diferentes das condições de laboratório, com cura úmida controlada. Particularmente, as

baixas temperaturas (menores do que 20 °C) impactam negativamente as reações pozolânicas (JANZ; JOHANSSON, 2002, p. 8). Por isso, para considerações de parâmetros de projeto como resistência ao cisalhamento não-drenada, rigidez e ângulo de atrito interno, valores-limite são recomendados (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 26).

Os modelos de cálculo para solos nórdicos também limitam o valor da máxima resistência ao cisalhamento não-drenada característica em 150 kPa. Colunas que respeitam este limite são definidas como semirrígidas e interagem com o solo estabilizado. A resistência de cada coluna depende tanto da resistência do solo circundante quanto da tensão confinante lateral, normalmente maior do que a pressão vertical do solo sobrejacente. As colunas estão sujeitas à fluência (*creep*), deformação contínua e lenta a uma carga constante (*creep load*), que inicia a 70-95% da carga última (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 31). Para solos no Japão, é normal que um solo que tenha sido estabilizado por colunas de solo-cimento pelo método seco tenha resistência de 500 kPa. Pelo método úmido, são normais valores de resistência de 1,0 MPa (TERASHI, 2003, p. 32).

A cal virgem (CaO) adicionada ao solo reage ao ser hidratada pela água dos poros. A reação da cal, cujo produto é Ca(OH)_2 , não resulta em nenhum ganho químico de resistência, mas já começa a contribuir para a estabilização do solo devido à grande quantidade de água consumida. Os ganhos permanentes de resistência são produto de reações lentas e secundárias entre Ca(OH)_2 e os minerais pozolânicos presentes no solo. Em argilas dispersas com baixa plasticidade, o hidróxido de cálcio produz um efeito estabilizante por troca de íons de cálcio e troca de íons positivos presentes na superfície das partículas (JANZ; JOHANSSON, 2002, p. 7).

Os cátions adsorvidos nas superfícies de argilo-minerais carregados podem ser substituídos por outros cátions existentes na solução de solo circundante. Por isso, são chamados de cátions substituíveis (JURY; HORTON, 2004, p. 10). Na estabilização com cal, estes cátions substituíveis são trocados por cálcio (Ca^{2+}). Em solos com fração de argila de pelo menos 30-40% o processo é muito mais eficiente. Uma pequena concentração de argilo-minerais no solo pode ser compensada pela adição de cinza-volante, um aditivo pozolânico. Para alguns tipos de solo, a adição de gesso acelera a cura e aumenta a resistência (JANZ; JOHANSSON, 2002, p. 7).

Ao ser adicionada a cal, o pH do ambiente aumenta para 12,4. As reações pozolânicas da cal com os aluminatos e silicatos da argila continuam a aumentar a resistência do solo por muitos meses. O resultado final é uma série de silicatos hidratados de cálcio (CSH). Em solos com alto teor orgânico, os ácidos húmicos presentes inibem as reações do hidróxido de cálcio com os minerais pozolânicos. Os melhores resultados para estes solos são obtidos com cimento ou uma combinação de cimento com aditivos pozolânicos ou hidráulicos (JANZ; JOHANSSON, 2002, p. 7).

O ensaio de dosagem mais comum é o de compressão não-confinada. A resistência à compressão não-confinada pode ser usada como base para estimar outras propriedades (MITCHELL, 1981, p. 534). Primeiramente, as amostras de solo são coletadas nos pontos mais problemáticos, por exemplo um depósito mais profundo de solo mole. De preferência, as amostras são verticalmente contínuas. Logo depois, as propriedades geotécnicas e químicas do solo serão testadas. Os primeiros ensaios de dosagem com compressão não-confinada serão feitos para verificar o funcionamento de potenciais ligantes e escolher o melhor deles. A quantidade ótima de ligante e o aumento da resistência com o tempo de cura também serão investigados por ensaio de compressão não-confinada. Trata-se de um processo preliminar, cujo objetivo é determinar a faixa de valores de resistência que podem ser obtidos. A resistência de campo irá depender da resistência de laboratório, mas jamais será exatamente a mesma (TERASHI, 2003, p. 33).

Foi sugerido um novo ensaio de dosagem, que substitui o ensaio de compressão não-confinada, e apresenta uma boa correlação com este último (CONSOLI et al., 2015). Trata-se de um tipo de penetrômetro, com formato de uma pequena sapata circular. Esta pequena sapata é um tronco de cone na extremidade de uma barra de aço cilíndrica. A Figura 3 mostra quatro destas pequenas sapatas, com áreas da base de 4,0 cm², 2,0 cm², 1,0 cm² e 0,5 cm².

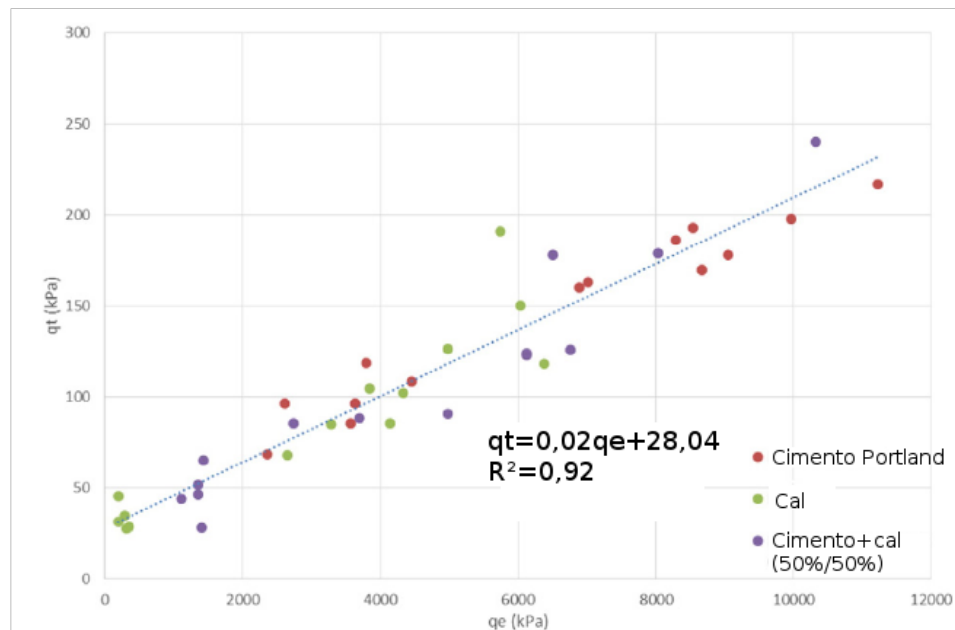
Há marcas de 5 em 5 mm na barra. O solo, previamente homogeneizado e estabilizado, é moldado num recipiente largo o bastante para que não ocorram efeitos de borda, e com profundidade de no mínimo duas vezes o diâmetro do penetrômetro. O ensaio consiste em pressionar uma das pequenas sapatas até a base ficar implantada no solo em 10 mm.

Figura 3 – Barras de base plana (penetrômetros de base plana) com diferentes áreas da ponta (4,0 cm², 2,0 cm², 1,0 cm² e 0,5 cm²).



(fonte: CONSOLI et al., 2015, p. 329)

Figura 4 – Correlação entre a resistência à compressão diametral (q_c) e a resistência do penetrômetro de base plana (q_t) para três tipos de misturas de solo: solo com cimento Portland de cura rápida; o mesmo solo com cal; o mesmo solo com cimento Portland de cura rápida (50 %) + cal hidratada (50 %). Em todos os ensaios foi usado o mesmo diâmetro de penetrômetro (0,5 cm²).



(fonte: CONSOLI et al., 2015, p. 333)

O ensaio foi feito com auxílio de uma estrutura de reação manualmente operada de capacidade de 100 kN. A máxima força é registrada. A pequena sapata é pressionada diretamente sobre a superfície do solo estabilizado e no próprio recipiente, sem necessidade

de desmoldagem. O formato de tronco de cone evita o atrito lateral. Este novo ensaio evita a desmoldagem dos corpos de prova, que em solos moles é particularmente difícil (CONSOLI et al., 2015, p. 328). O mesmo trabalho conclui que há uma correlação linear positiva deste novo ensaio com o ensaio de compressão não-confinada, para vários tipos e quantidades de material cimentício e para diferentes tempos de cura (CONSOLI et al., 2015, p.332). A Equação (1) é a reta de regressão de mínimo quadrado de q_t para q_e obtida para o diagrama de dispersão da Figura 4. A Equação (2) é o coeficiente de determinação da Equação (1).

$$q_t = 0,02 q_e + 28,04 \quad \text{Equação (1)}$$

$$R^2 = 0,92 \quad \text{Equação (2)}$$

Esta conclusão foi inferida através de um experimento que usou a pequena sapata de 0,5 cm². O solo usado neste estudo foi uma argila mole orgânica. Solo úmido, previamente homogeneizado, agente cimentante (cal virgem ou cimento) e água foram misturados. O teor de umidade final foi de cerca de 120 %. Os corpos de prova cilíndricos tinham diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm. Os corpos de prova, depois de moldados, foram curados imersos em água à temperatura de 23 ± 2 °C por 7, 28 e 90 dias. As quantidades de ligante foram de 75, 125, 175, 225 e 275 kg/m³. Um mínimo de três corpos de prova foram testados para cada ponto de cura e teor de ligante (CONSOLI et al., 2015, p.330). A Figura 4 mostra a correlação do ensaio com uma única pequena sapata de 0,5 cm², nas condições acima citadas, com o ensaio de compressão diametral. Neste diagrama de dispersão, as abscissas mostram q_e , o valor da máxima pressão em kPa registrada para o penetrômetro de base plana de 0,5 cm², e as ordenadas q_t , o resultado do ensaio de compressão diametral.

No presente trabalho pretende-se refazer o ensaio comparativo com pequenas sapatas, porém comparando as diferentes áreas de base. Somente o ensaio de compressão diametral será utilizado para a comparação, devido à sua fácil execução. O ensaio de compressão não-confinada, axial, é um pouco mais difícil de ser realizado devido às imperfeições que sempre permanecem no topo e na base dos corpos de prova moldados com argila mole. Corpos de prova moldados em tubos de PVC com diâmetro de 50 mm, ao serem desmoldados, ficam com a superfície lateral suficientemente lisa para o ensaio de compressão diametral.

A conclusão de que há uma relação única deste novo ensaio com o ensaio de compressão diametral será aceita no presente trabalho. O solo estudado será uma argila artificialmente produzida, não-orgânica. A vantagem em trabalhar com um solo artificialmente produzido é

minimizar a variabilidade que ocorreria num solo natural. O agente estabilizante será o cimento de cura rápida, em diferentes dosagens e tempos de cura.

A área da pequena sapata usada no trabalho acima foi de 0,5 cm². É possível que um diâmetro diferente possa ter uma correlação melhor com o ensaio de compressão não-confinada. É possível que possa haver um diâmetro mínimo, acima do qual a correlação com o ensaio de compressão não-confinada seja melhor. Por outro lado, seria interessante que o ensaio novo proposto seja feito com um diâmetro único, por razões de simplicidade e padronização.

O ensaio de compressão diametral terá uma certa variabilidade para um certo número de corpos de prova moldados nas mesmas condições. Para cada diâmetro do penetrômetro de base plana, e para um certo número de repetições do ensaio, também haverá uma certa variabilidade. Um número suficiente de repetições dos ensaios é necessário para avaliar a dispersão dos resultados, fator importante no momento de julgar como verdadeira a hipótese de que haja um diâmetro mínimo a partir do qual a correlação com o ensaio de compressão não-confinada seja melhor.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: em um novo ensaio com penetrômetro de solo manual de base plana, aplicado a misturas de solos moles com ligantes cimentícios, há um diâmetro mínimo da base do penetrômetro que apresente uma correlação melhor com o ensaio de compressão diametral?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação da existência de um diâmetro mínimo a partir do qual seja melhor a correlação entre um novo ensaio de resistência de solo com o ensaio de compressão diametral, em solos moles melhorados com ligantes cimentícios.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são a apresentação da técnica de estabilização profunda de solos moles e a aplicação dos penetrômetros.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é de que haja um diâmetro mínimo da base de um novo penetrômetro de base plana, com formato de tronco de cone, que apresente uma melhor correlação com o ensaio de compressão diametral, para solos moles melhorados com ligantes cimentícios.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que há uma relação única, linear, do novo ensaio com o ensaio de compressão diametral, para cada diâmetro da base, e para misturas usuais de solos moles com ligantes cimentícios.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à análise de um solo não-orgânico, artificialmente produzido pela mistura de caolinita e bentonita.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) os corpos de prova dos ensaios de compressão diametral são cilindros com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura;
- b) o penetrômetro, por ser manual, apresenta uma variabilidade dos resultados que depende de operador para operador;
- c) misturas que atingem resistências muito elevadas não poderão ser testadas manualmente para diâmetros da base maiores, sendo muito alta a força necessária do operador para realizar o ensaio.

As resistências são elevadas para maiores teores de ligantes e tempos de cura. Teores elevados de ligante, no entanto, podem ser estudados para tempos menores de cura. O mesmo operador realizará todos os ensaios com o penetrômetro.

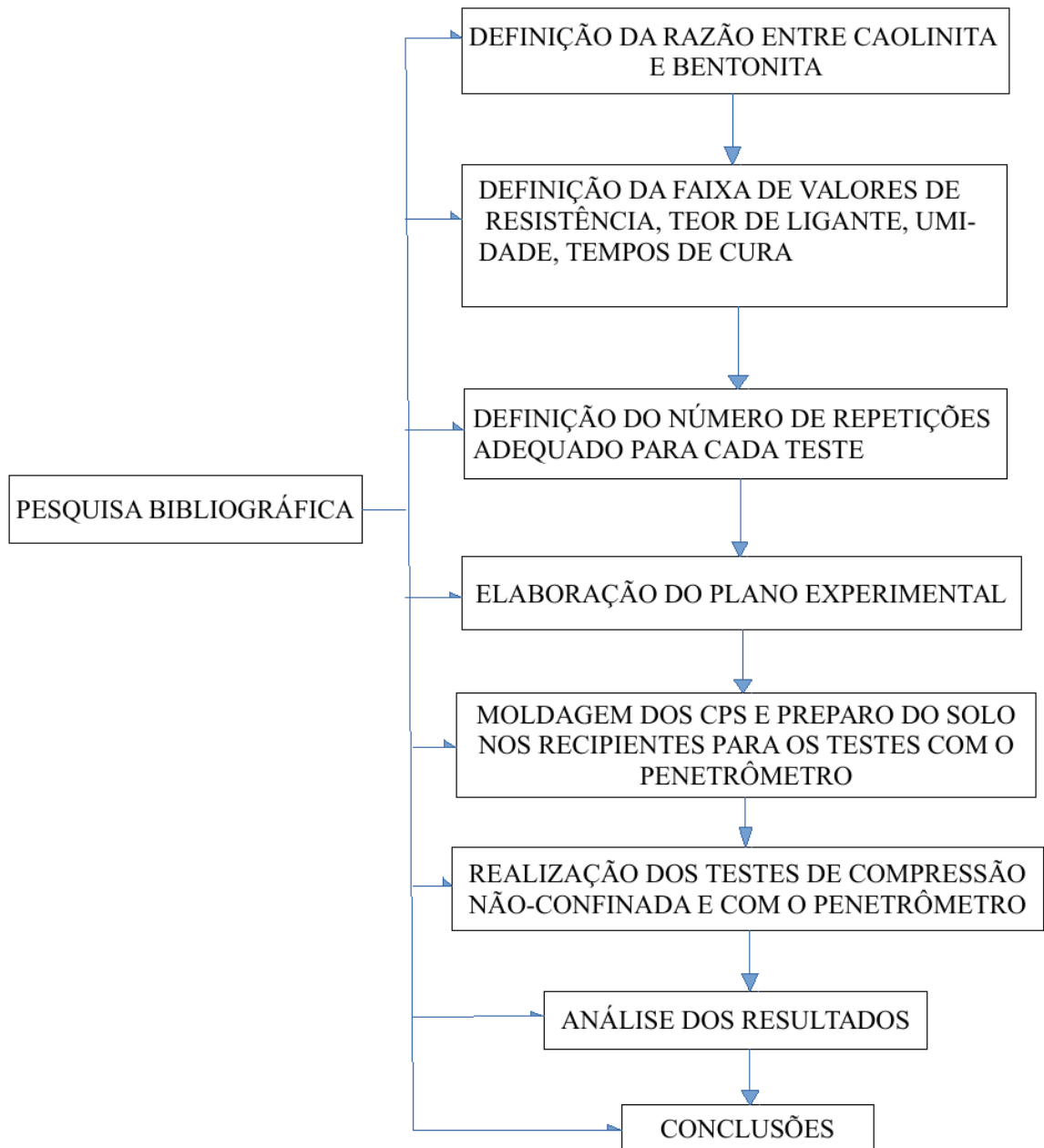
2.7 DELINEAMENTO

A pesquisa será realizada de acordo com as seguintes etapas:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição da razão entre bentonita e caolinita a ser utilizada no estudo;
- c) definição da faixa de valores de resistência, teor de ligante, umidade, tempos de cura;
- d) definição do número de repetições adequado para cada ensaio;
- f) elaboração do plano experimental;
- g) moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão não-confinada e preparo do solo nos recipientes para os ensaios com o penetrômetro;
- h) realização dos ensaios de compressão não-confinada e com o penetrômetro;
- i) análise dos resultados;
- j) conclusões.

A pesquisa bibliográfica está relacionada com cada uma das demais etapas do trabalho. Inicialmente concentra-se na estabilização profunda de solos moles, buscando apresentar a técnica e contextualizar a aplicação do novo ensaio proposto. A definição da razão entre bentonita e caolinita a ser utilizada no estudo é o primeiro passo para a elaboração do plano experimental. Também deve ser definida a faixa de valores de resistência, teor de ligante, umidade, tempos de cura, quantidade e tipo de fibras a ser utilizada no plano experimental. O número adequado de repetições para cada ensaio é uma etapa importante, que irá influenciar na avaliação da validade da hipótese do trabalho. Tendo sido elaborado o plano experimental, será feita a moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão não-confinada e preparo do solo nos recipientes para os ensaios com o penetrômetro. A etapa da realização dos ensaios inclui os ensaios de compressão não-confinada e os ensaios com o penetrômetro de base plana. A análise dos resultados dos ensaios deve considerar a variabilidade. A validade da hipótese do trabalho será discutida nas conclusões. As etapas da pesquisa estão representadas na Figura 5.

Figura 5 – Diagrama das etapas da pesquisa.



(fonte:elaborado pelo auto)

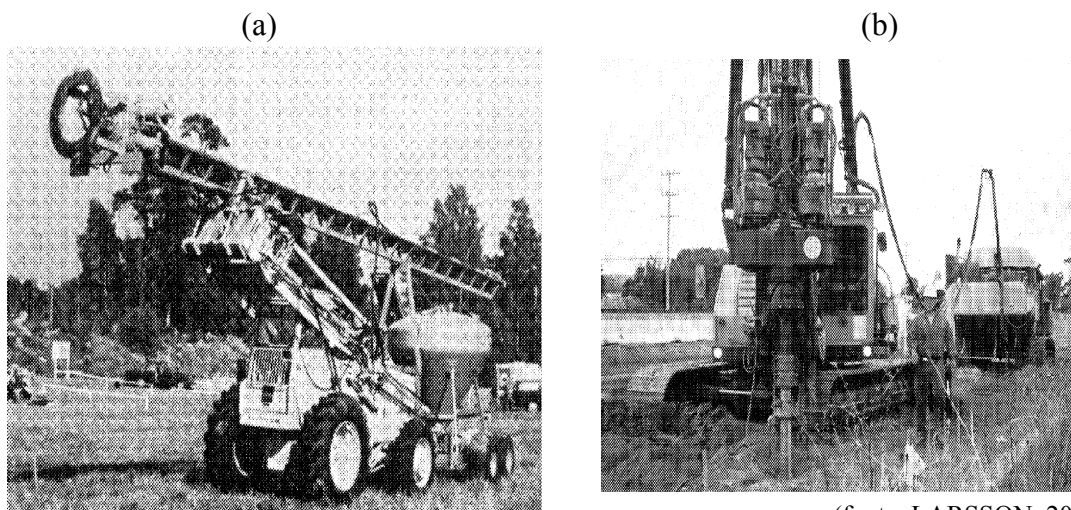
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Abaixo segue uma revisão bibliográfica sobre a estabilização profunda, incluindo as principais características, aplicações e informações sobre a mistura de ligantes cimentícios.

3.1 HISTÓRICO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTABILIZAÇÃO PROFUNDA

Há muito tipos de técnicas de melhoramento de solos. Misturar o solo com algum produto químico é o mais antigo e o mais espalhado de todos esses muitos tipos. Há séculos, cal e cimento são usados em estruturas de pavimentos, no melhoramento do subleito e sub-base granular. Essa é a chamada “estabilização de solo” clássica. No início dos anos 1960, nos EUA, a mistura de solo e cimento tornou-se muito usada em estruturas hidráulicas. Destacou-se então seu uso na proteção de taludes a montante em barragens de terra. Logo foi também usada em estabilização de taludes de canais e lagoas (MITCHELL, 1981, p. 533-534).

Figura 6 – Máquinas de estabilização por colunas: em (a), protótipo desenvolvido pelo SGI para ensaio de colunas de cal (o mastro de perfuração está montado sobre um trator); em (b), modelo de 1999 da finlandesa Junttan, com um único mastro.



(fonte: LARSSON, 2003, p. 91)

Existe uma patente americana dos anos 1960 de um processo de mistura de solo com cimento fluidizado, através de uma ferramenta rotativa com lâminas. Contudo, o método da

estabilização profunda de solo (*Deep Soil Mixing*, DSM), na forma como ele é hoje, foi inventado simultaneamente no Japão e na Suécia (LARSSON, 2003, p. 60).

Existe uma patente americana dos anos 1960 de um processo de mistura de solo com cimento fluidizado, através de uma ferramenta rotativa com lâminas. Contudo, o método da estabilização profunda de solo (*Deep Soil Mixing*, DSM), na forma como ele é hoje, foi inventado simultaneamente no Japão e na Suécia (LARSSON, 2003, p. 60). Desde 1975, na Suécia, solos moles são estabilizados por colunas de solo misturado com cimento e cal. A técnica da estabilização em massa foi aplicada na Suécia nos anos 1970, primeiramente para construção de estradas e ferrovias. Na mesma época, foi usada para fundações de construções leves, trincheira para serviços enterrados e estabilidade de taludes. A cal foi o produto originalmente utilizado. O cimento começou a ser utilizado nos anos 1980, sozinho ou misturado com cal. A utilização de cimento possibilitou a estabilização de solos com alto teor de matéria orgânica e de umidade (JANZ; JOHANSSON, 2002, p. 9).

No fórum internacional de mistura profunda de 1975, dois trabalhos sobre a técnica foram simultaneamente submetidos por Broms e Boman, da Suécia, e por Okumura e Terashi, do Japão. O desenvolvimento do método das colunas de cal começou na Suécia em 1967. O Instituto Geotécnico Sueco (SGI) começou a investigar os agentes ligantes através de ensaios de laboratório. O SGI realizou as primeiras colunas de ensaio, utilizando um mastro de perfuração montado num trator, ver a Figura 6(a) (LARSSON, 2003, p. 60). A Figura 6(b) mostra um equipamento com as feições atuais, de fabricação finlandesa.

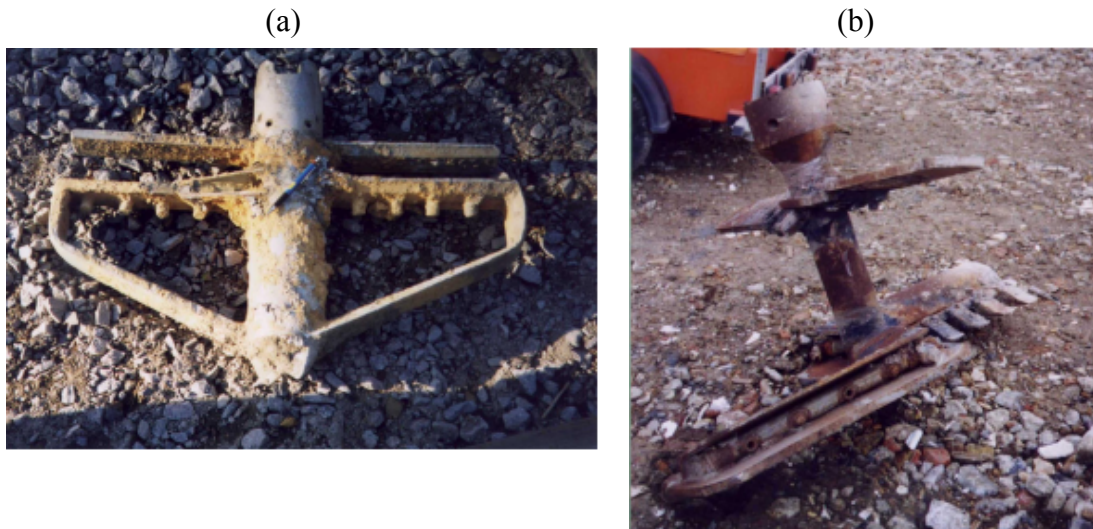
O Ministério de Transportes japonês queria desenvolver um método de estabilização para argilas marinhas sob o leito do oceano. Os aterros conquistados do mar, cada dia mais numerosos, incentivaram a pesquisa e desenvolvimento da mistura profunda. Desde 1967, ensaios de laboratório e com modelos em escala começaram a ser realizados. O método úmido foi desenvolvido no Japão, primeiramente para estabilização de sedimento do fundo do mar (LARSSON, 2003, p. 60). A colaboração entre indústria e institutos de pesquisa resultou no florescimento de muitas empresas com variadas técnicas de instalação. O método japonês foi o primeiro a ser introduzido nos EUA, em 1986. Foi aplicado para mitigação de liquefação na Jackson Lake Dam (LARSSON, 2003, p. 60).

O método úmido (*wet method*) consiste em misturar o ligante separadamente com água, formando um fluido que depois será bombeado até orifícios que passam dentro da ferramenta

de mistura. No método seco (*dry method*), mais comum nos países escandinavos, o ligante seco é introduzido por pressão pneumática (LARSSON, 2003, p. 63).

Os equipamentos do método seco, por serem mais leves, exigem menor preparo da plataforma de trabalho, usualmente um geotêxtil e uma camada de cascalho (FILZ et al., 2012, p. 90). As máquinas para estabilização por colunas pelo método seco são menores, e pesam entre 50 e 80 toneladas (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 61).

Figura 7 – Ferramentas de mistura para colunas de solo-cal: em (a), típica ferramenta para uso no método seco; em (b), ferramenta para uso no método úmido.



(fonte: EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 65)

Segundo Terashi, não há diferenças substanciais entre o solo misturado pelo método seco e pelo método úmido (TERASHI, 2003, p. 25). O método úmido é preferido em trabalhos marinhos. Ambos os métodos, tanto o seco quanto o úmido, são usados em trabalhos em terra (TERASHI, 2003, p. 30). Ferramentas típicas usadas para instalar colunas profundas aparecem na Figura 7. Em 7(a), uma ferramenta utilizada para construir colunas pelo método seco, onde o ligante passa pulverizado por dentro da ferramenta, sob pressão, através de um único orifício. As lâminas combinam uma parte horizontal e outra curvada; o diâmetro vai de 0,5 m a 0,6 m. Em 7(b), uma ferramenta utilizada para construir colunas pelo método úmido. As ferramentas do método úmido possuem diâmetro maior, de até 2,4 m. As lâminas também são mais grossas, com unhas e muitos orifícios por onde são lançados jatos de ligante misturado com água (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 65).

Existe uma grande variedade de equipamentos. No método úmido, por exemplo, há equipamentos com um eixo vertical provido de múltiplas ferramentas de mistura, que podem fazer muitas colunas de uma vez. As colunas podem ser separadas ou sobrepostas. Tal tipo de equipamento existe desde o início dos anos 1980 no Japão (LARSSON, 2003, p. 99). A Figura 8 mostra um equipamento de mistura profunda usado em terra firme. Ele possui três mastros de diâmetro de 0,7 a 1,0 m, podendo executar três colunas ao mesmo tempo. Cada mastro tem de 4 a 6 lâminas de mistura. Pode fazer colunas de até 40 m e também estabilização em massa para menores profundidades (U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2013, p. 119).

Há equipamentos com ferramentas de eixos horizontais que misturam o solo em elementos de formato retangular (LARSSON, 2003, p. 101) e misturadores de tipo motosserra que fazem trincheiras contínuas (FILZ et al., 2012, p. 90). Este método tipo motosserra foi desenvolvido na Alemanha no final dos anos 1990 (conhecido como o método FMI). A parede estabilizada tem uma largura de 0,5-1,0 m (LARSSON, 2003, p. 104).

Figura 8 – Equipamento de mistura profunda; pode ser tanto utilizado para colunas (de até 40 m), quanto para estabilização em massa (para profundidades mais rasas).

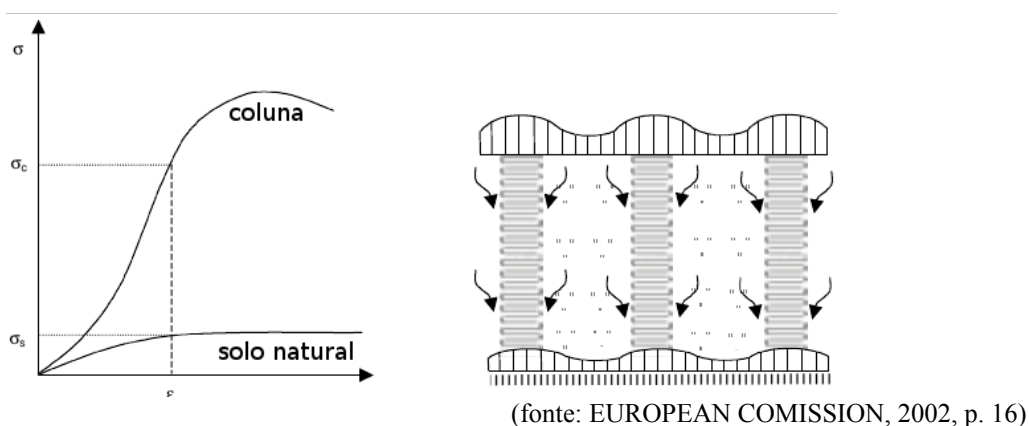


(fonte: U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2013, p. 120)

Na Figura 9, à esquerda, está representado o típico comportamento de tensão-deformação de uma coluna estabilizada e do solo natural. Com a adição de ligantes, o solo natural aumenta a sua rigidez. Na mesma Figura 9, à direita, está representado esquematicamente o comportamento mecânico esperado para uma estabilização por colunas. A carga deve ser

parcialmente suportada pelas colunas e pelo solo circundante, de modo que colunas muito rígidas devem ser evitadas: deve haver uma interação entre as colunas e o solo não estabilizado. Caso as colunas sejam muito rígidas, não faz sentido a estabilização por colunas, pois o comportamento será aquele de um projeto com estacas profundas, onde não se considera a interação das colunas melhoradas com o solo circundante. Conclui-se que não necessariamente uma quantidade de estabilizante muito alta, que resulte em colunas muito rígidas, será a escolha mais adequada (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 16).

Figura 9 – Representação esquemática do comportamento geomecânico esperado na estabilização profunda por colunas.

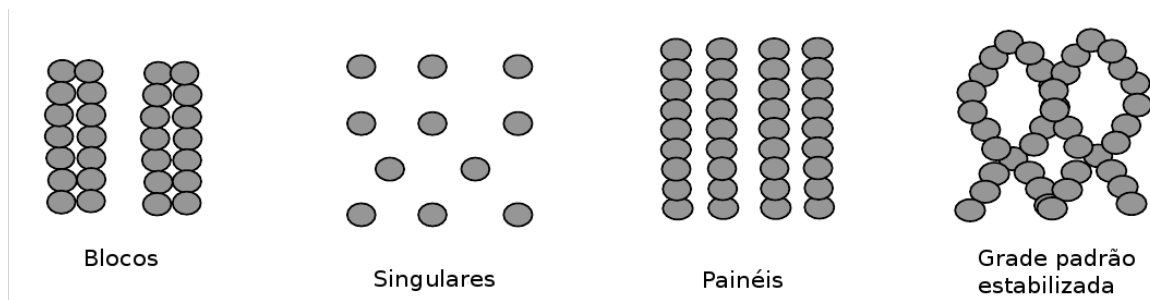


3.2 APLICAÇÕES DA ESTABILIZAÇÃO PROFUNDA

As colunas podem ser dispostas com variados padrões em planta. Cada coluna pode atingir uma diferente profundidade. As Figuras 10 e 11 mostram alguns padrões de estabilização por colunas. A estabilização inclinada foi utilizada num oleoduto, como pode ser visto na parte inferior à direita da Figura 11 (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 10).

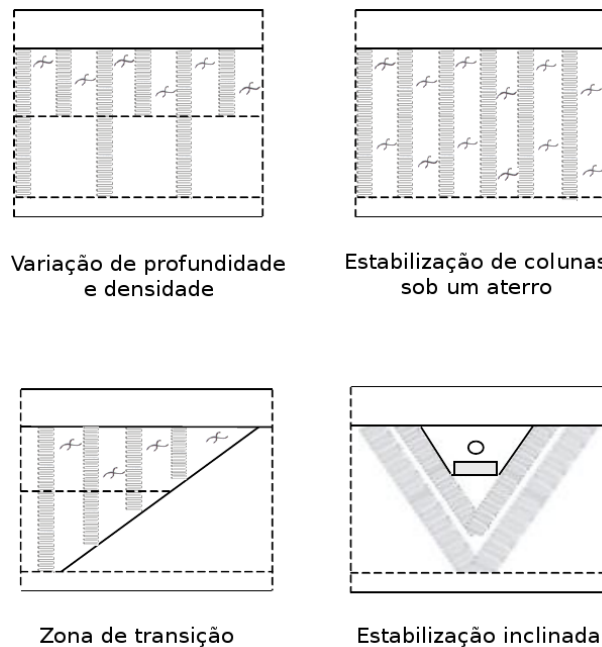
A Figura 12 mostra dois exemplos de uma combinação de estabilização em massa e estabilização por colunas. Em 12(a), um aterro rodoviário, onde a camada superior de solo, mais mole, foi estabilizada em massa, e a camada intermediária foi estabilizada por colunas, até a profundidade da camada inferior de solo mais compacta. Em 12(b), um oleoduto, onde foi feita estabilização em massa imediatamente ao fundo da escavação, e também estabilização por colunas à maior profundidade.

Figura 10 – Padrões de estabilização por colunas (vista em planta).



(fonte: EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 10)

Figura 11 – Padrões de estabilização por colunas (seção transversal).

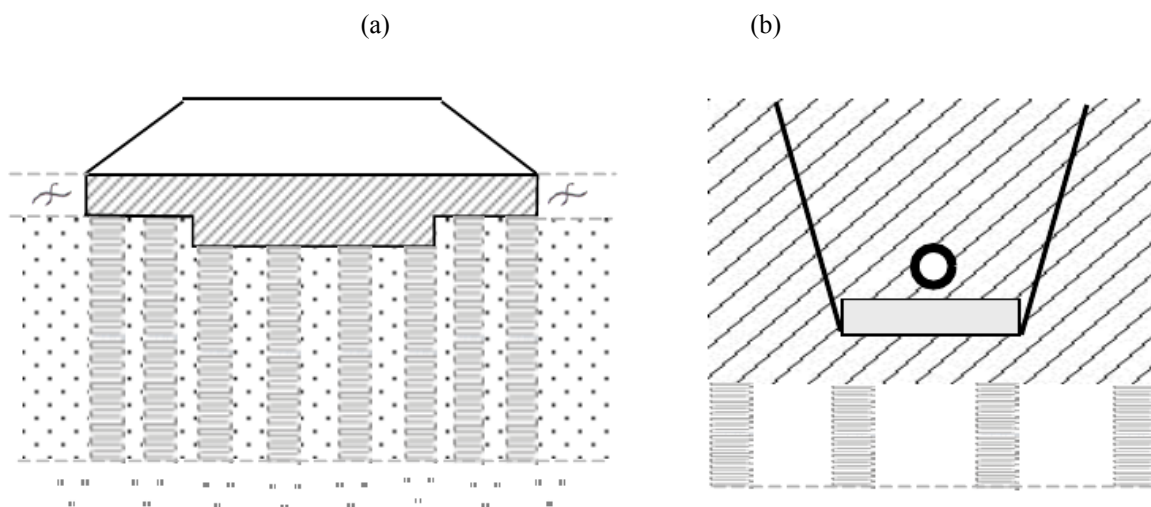


(fonte: EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 10)

O reservatório Sunset North Basin abastece cerca de 60 % da população de San Francisco, Califórnia. Está localizado numa zona densamente urbanizada, como aparece na Figura 13(a), com comércio e residências logo a jusante da barragem (BARRON et al., 2006, p. 181).

Em 2000, estudos concluíram que um grande terremoto resultaria em perda de resistência dos solos siltosos e arenosos que sustentam a barragem. Decidiu-se realizar uma obra para melhorar a estabilidade sísmica. O objetivo era que a barragem e o reservatório permanecessem funcionais, mesmo depois de um terremoto de grande magnitude (a Falha de San Andreas está a apenas 5 km da barragem).

Figura 12 – Exemplos de estruturas combinando estabilização em massa e por colunas: (a) aterro rodoviário; (b) oleoduto.



(fonte: EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 11)

Outras cinco falhas estão situadas a menos de 50 km do local, como a Falha de San Gregorio, de Hayward e outras (BARRON et al., 2006, p. 187). A barragem foi construída em 1938, em parte com técnicas de aterro e em parte com cortes no terreno. Os materiais do aterro eram cascalho argiloso com areia (GC) e areia argilosa com cascalho (SC), com uma concha de aterro de rocha no talude de jusante (BARRON et al., 2006, p. 184).

O método de remediação escolhido foi a mistura profunda de solo com cimento (*Cement Deep Soil Mixing, CDSM*). As outras técnicas consideradas foram as seguintes: o reforço por injeção de cimento (*jet grouting*), *compaction grouting*, *vibro-replacement*, *permeation grouting* e a escavação e recompactação da barragem inteira.

Por considerações de custo e falta de controle do processo, o *jet grouting* foi eliminado. A camada que se visa estabilizar, que está no fundo, é uma camada de areia siltosa com teor de finos relativamente alto, de 28 a 35 % (“areia siltosa 2” nas Figuras 16 e 17). *Compaction grouting* e *vibro-replacement* não são técnicas efetivas para solos com alto teor de finos. A mesma camada de areia siltosa não é permeável o suficiente para permitir a penetração uniforme de *grout* na técnica de *permeation grouting* (BARRON et al., 2006, p. 190).

Figura 13 - (a) Mastro de CDSM no reservatório Sunset (Sunset North Basin Dam);
(b) detalhe da ferramenta de mistura utilizada, que faz simultaneamente múltiplos furos.

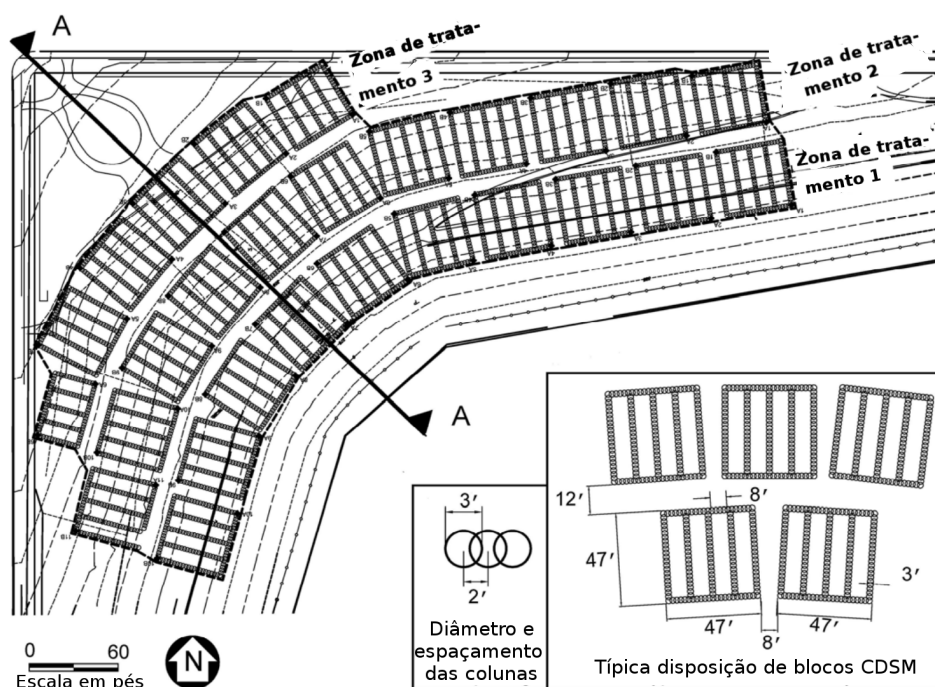


(fonte: BARRON et al., 2006, p. 182)

A escavação e recompactação da barragem inteira é muito cara e demorada, e o reservatório não poderia ficar fora de funcionamento por muito tempo (BARRON et al., 2006, p. 191). Raito Inc. realizou a obra num período de 6 meses com um custo total de cerca de US\$ 4,5 milhões. A Figura 14 mostra a planta da barragem com o plano de tratamento. Notar a sobreposição de colunas, feita pela ferramenta com múltiplas pás de mistura, mostrada na Figura 13(b). A remediação tem 27 blocos típicos dispostos em 3 filas. O perfil geológico da barragem foi obtido por furos de sondagem SPT com amostradores, ao longo de várias épocas (BARRON et al., 2006, p. 185). A Figura 15 é a seção transversal A indicada na Figura 14.

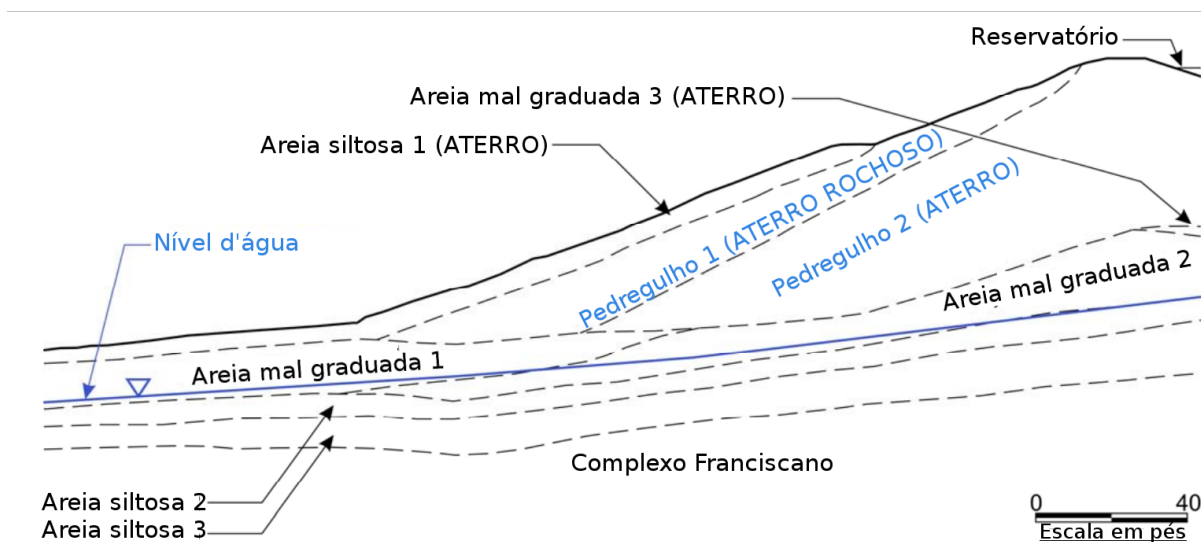
A Figura 16 mostra as superfícies críticas de ruptura *antes* da estabilização, para a seção com maior desnível na barragem Sunset. Superfícies críticas circulares e em forma de cunha foram desenhadas, usando o método das fatias de Bishop. Foi considerado que a camada de areia siltosa 2 não entraria em liquefação instantaneamente num evento sísmico, mas em três estágios sucessivos (BARRON et al., 2006, p. 189). A Figura 17 mostra duas típicas superfícies críticas de falha *depois* da estabilização. Os consultores ignoraram a resistência do solo não misturado dentro e entre os blocos de colunas. No primeiro estágio, o fator de segurança mínimo do lado jusante foi de 2,4. No terceiro estágio, o fator de segurança mínimo também foi de 2,4, com 6 polegadas de deformação (BARRON et al., 2006, p. 193).

Figura 14 – Plano de estabilização (Sunset North Basin Dam).



(fonte: BARRON et al., 2006, p. 192)

Figura 15– Seção transversal A (Sunset North Basin Dam).

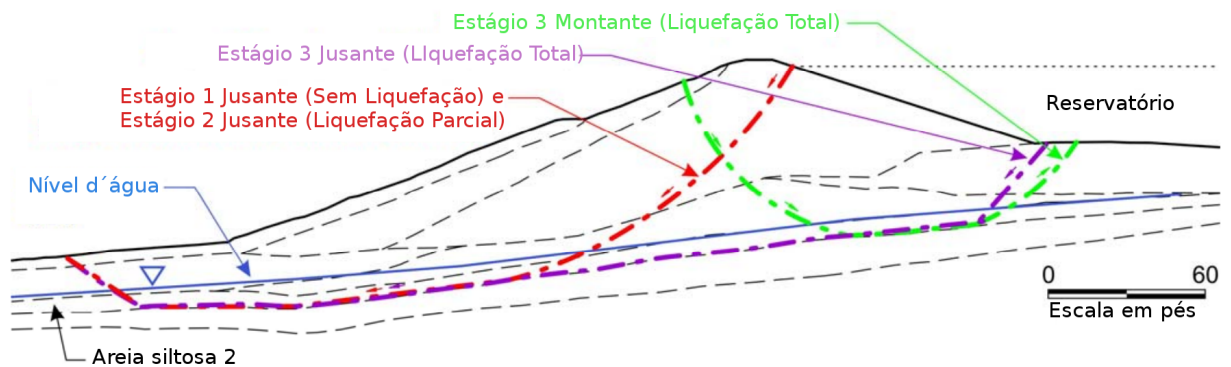


(fonte: BARRON et al., 2006, p. 186)

Em Colma Creek Culvert, na Califórnia, EUA, da mesma maneira que na barragem Sunset, a mitigação sísmica foi feita por mistura profunda de solo. A obra é uma série de proteções para prevenção de cheias ao redor da foz do rio Creek. Tal como na barragem Sunset, não se tratam

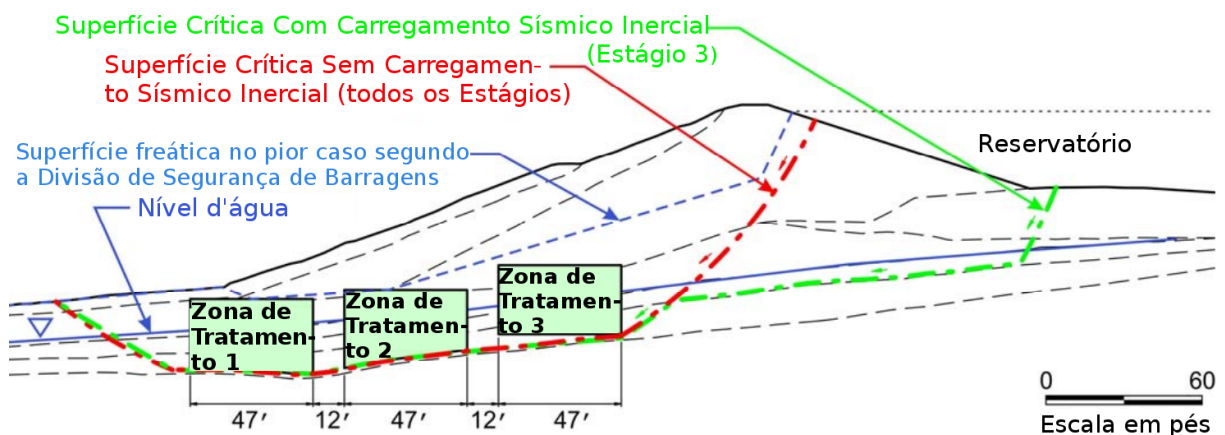
de solos orgânicos, mas de siltes e areias siltosas. Foi usado o mesmo padrão de colunas da barragem Sunset (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 20).

Figura 16 – Superfícies críticas de falha *antes* da estabilização (Sunset North Basin Dam).



(fonte: BARRON et al., 2006, p. 189)

Figura 17 – Superfícies críticas de falha *depois* da estabilização (Sunset North Basin Dam).

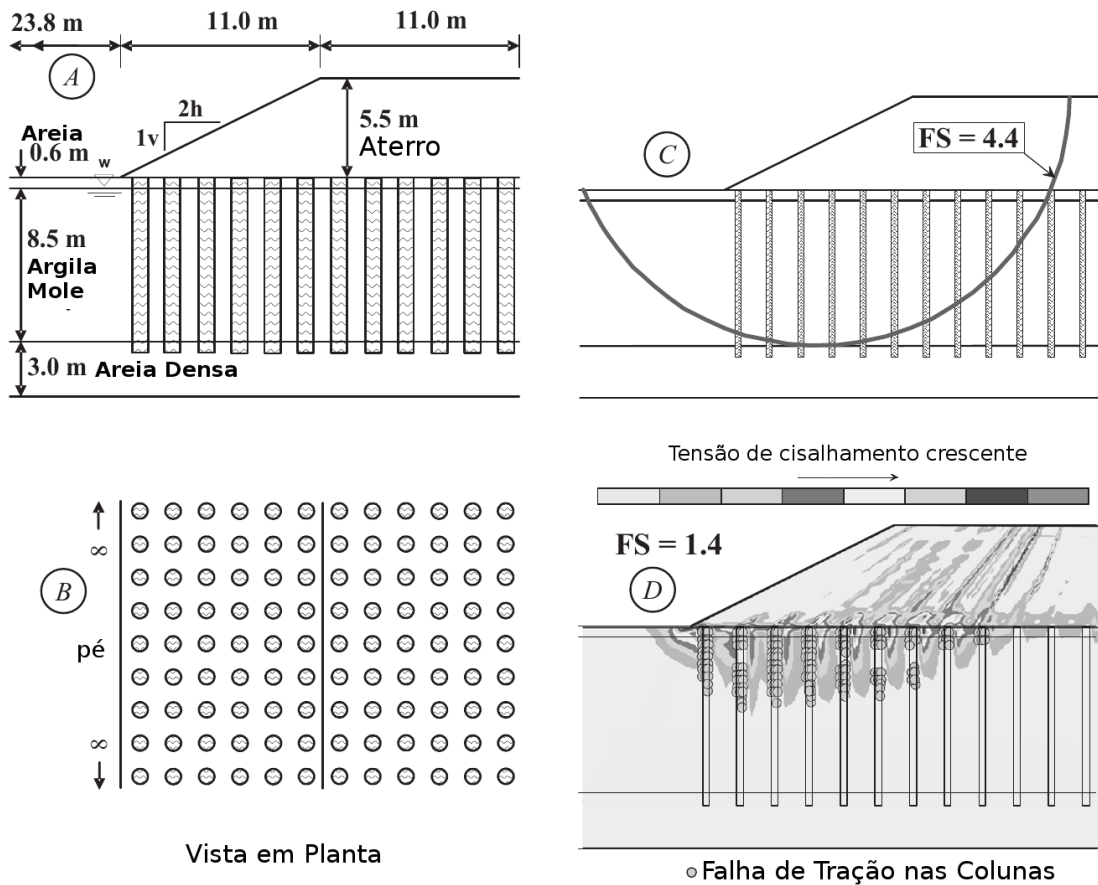


(fonte: BARRON et al., 2006, p. 193)

A estabilização profunda de solos é atualmente muito utilizada como suporte de aterros para rodovias e ferrovias. Na Figura 18, são mostrados os resultados da simulação de um aterro, visto em perfil em A, e em planta em B. Este exemplo de estabilização por colunas foi feito por Filz e Navin em 2006. Na mesma Figura 18, em C, aparece uma análise de equilíbrio limite. Em D, aparece uma análise numérica, mais sofisticada. A análise de equilíbrio limite considera somente a ruptura por cisalhamento das colunas. A análise numérica considera também outros mecanismos de falha das colunas, que podem fletir e quebrar. O fator de

segurança na análise por equilíbrio limite foi de 4,4, bem maior do que na análise mais sofisticada, que foi de 1,4 (FILZ et al., 2012, p. 103).

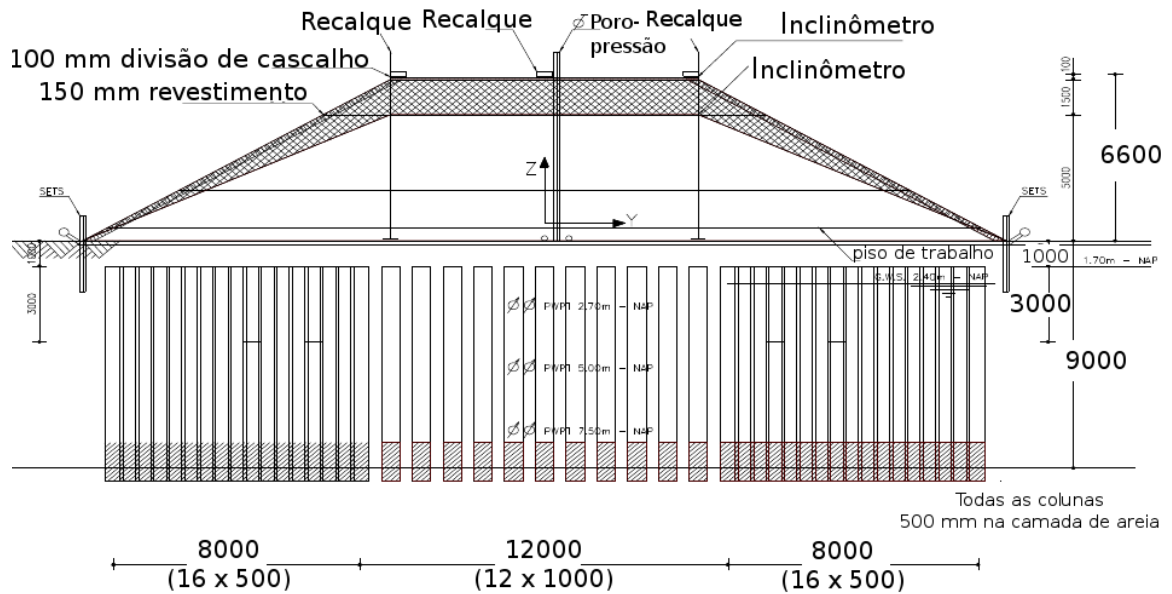
Figura 18 – Exemplo de aterro sobre solo estabilizado por colunas: em A o perfil; em B a vista em planta; em C o fator de segurança na análise por equilíbrio limite e em D o fator de segurança em análises numéricas



(fonte: FILZ et al., 2012, p. 103)

A Figura 19 mostra a solução adotada para o trem de alta velocidade holandês. Havia uma camada de 9 m de solo muito mole, compressível (turfa), e logo abaixo uma camada mais competente de areia. A altura do aterro variou entre 1,0 e 5,0 m. Foi feita estabilização em massa até a profundidade de 2,0 m. A estabilização por colunas foi feita até a profundidade da camada de areia densa. As colunas foram espaçadas de 1,0 m entre centros na parte onde o aterro era mais alto, com um padrão quadrado. Na parte com aterro mais baixo, e sob a parte onde foi feita a estabilização em massa, o espaçamento entre centros foi de 1,6 m. Em todas as partes o diâmetro das colunas foi de 0,6 m (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 17).

Figura 19 – Estabilização profunda no trem de alta velocidade holandês.



(fonte: EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 17)

Quanto à estabilização de aterros, a estabilização profunda tem vantagens e desvantagens em comparação com outros métodos de estabilização. Solos com baixo teor de finos não propiciam as reações pozolânicas. Há solos que, assim, são pobremente estabilizáveis.

O tempo necessário para a cura, em temperaturas abaixo de 20 °C, também é uma desvantagem. A profundidade máxima para estabilização em massa é menor do que 5,0 m e para colunas 40 m. A estabilização profunda, em geral, tem baixo custo, flexibilidade, economia de material e energia. A exploração das propriedades do solo no local, sem produção de sobras e sem transferência de solo natural, é ao mesmo tempo vantajosa em termos ambientais e de custo.

Em comparação com outros métodos de estabilização de aterros, pode-se dizer o seguinte: a instalação de **drenos verticais** é um método mais barato, porém consome mais tempo e mais massa, pois requer um aterro de pré-carregamento maior; a estabilização por drenos apresenta maiores problemas de estabilidade, e maiores recalques durante o tempo de serviço; o **estaqueamento** é um método mais caro, porém mais rápido, e possui a desvantagem de que os recalques diferem significativamente dos recalques das vizinhanças; a **substituição de massa** consome muito mais solo de aterro, tem risco mais alto de falha e maior impacto ambiental, sendo que os custos dependem do caso; o método da **redução de peso do aterro** é

frequentemente mais caro, e também pode ser combinado com a estabilização em massa (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p.12).

Por outro lado, a estabilização profunda requer ensaios especiais de lixiviação, pois pode causar impacto ambiental no solo. O projeto EuroSoilStab concluiu que não há um risco ao meio ambiente devido à ligantes baseados em cal e cimento, bem como outros subprodutos industriais testados, a saber cinzas volantes, escórias de alto-forno e gesso (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 41).

A redução de ruído e vibração durante a construção é uma notável vantagem da mistura profunda em relação a outros métodos de melhoramento de solos moles. O impacto nas estruturas adjacentes é menor. É relativamente fácil criar qualquer forma na massa de solo (TERASHI, 2003, p. 26).

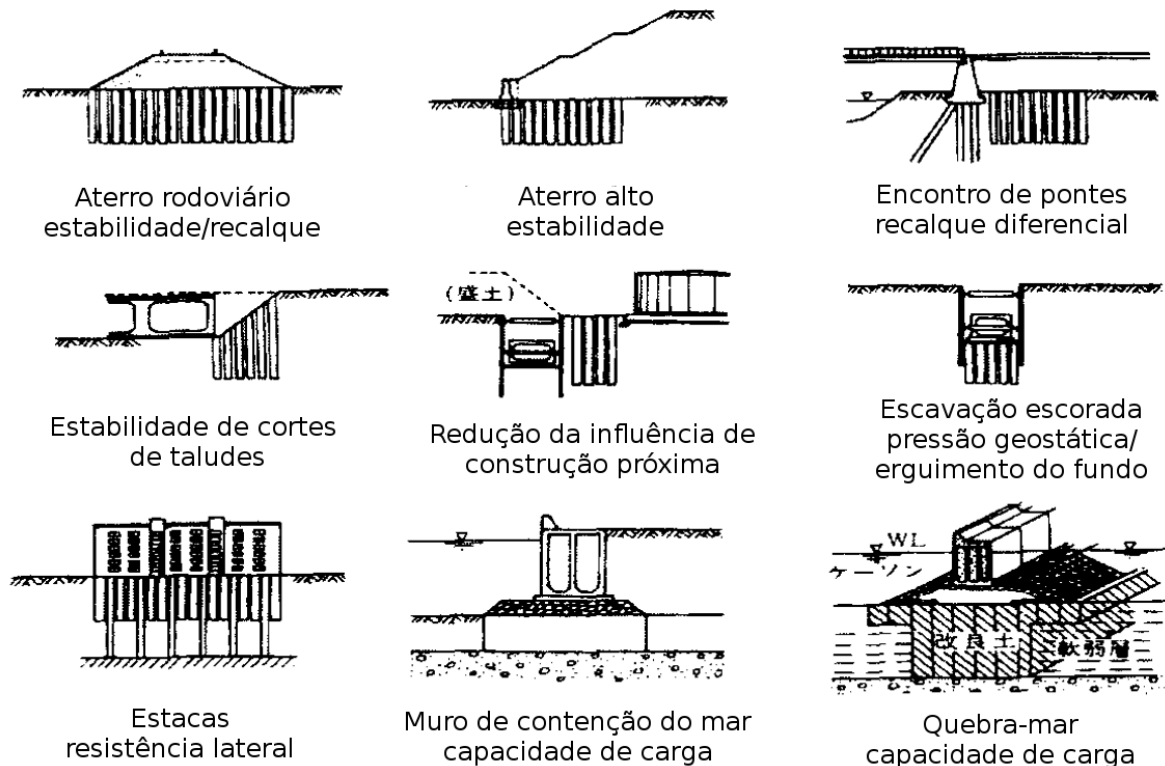
O método da estabilização profunda tem muitas aplicações para redução de vibrações em tempo de serviço. Linhas de trem de alta velocidade, ao serem construídas sobre solos moles, produzem uma onda de choque, afetando tanto as subestruturas quanto as superestruturas da ferrovia. A estabilização profunda foi usada para melhorar o desempenho da linha férrea de alta velocidade da Suécia. O solo foi estabilizado em massa até uma profundidade de 3,0 m a 5,0 m, com cimento (70 %) e merit (30 %). A área estabilizada foi um trecho de 700 m, com 10 m de largura, num prazo de 38 dias. O equipamento tinha capacidade de 600 m³/dia. Em Peräseinäjoki, na Finlândia, houve a necessidade de reforçar alguns trechos da ferrovia quando a velocidade aumentou de 160 para 200 km/h, no caso do trem de passageiros, e até 100 km/h no caso de trens de carga (carga no eixo de 250 kN). O método escolhido foi a estabilização em massa. Na linha de trem de alta velocidade de Kerava-Lahti, na Finlândia, um solo com turfa foi estabilizado em massa até a profundidade de 5 m, para que então equipamentos pesados de estaqueamento pudessem acessar o local (ALLU FINLAND OY, 2015).

Blocos de solo estabilizado podem proteger contra vibrações as edificações adjacentes a uma ferrovia, ou a uma rodovia de tráfico pesado, ou a um pátio de construção (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 41). A parte central da Figura 20 ilustra este tipo de aplicação.

Colunas de solo misturado com cimento e cal foram usadas para estabilizar o talude de Agnesberg, na Suécia. A estabilização de taludes com mistura profunda exige especial

cuidado devido à instabilidade. A estabilização por colunas de solo-cimento-cal também foi usada no talude perto do rio Trosa, na Suécia, conforme a Figura 21. Deve-se monitorar os movimentos e a poropressão (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 19).

Figura 20 – Aplicações da estabilização profunda no Japão



(fonte: TERASHI, 2003, p. 31)

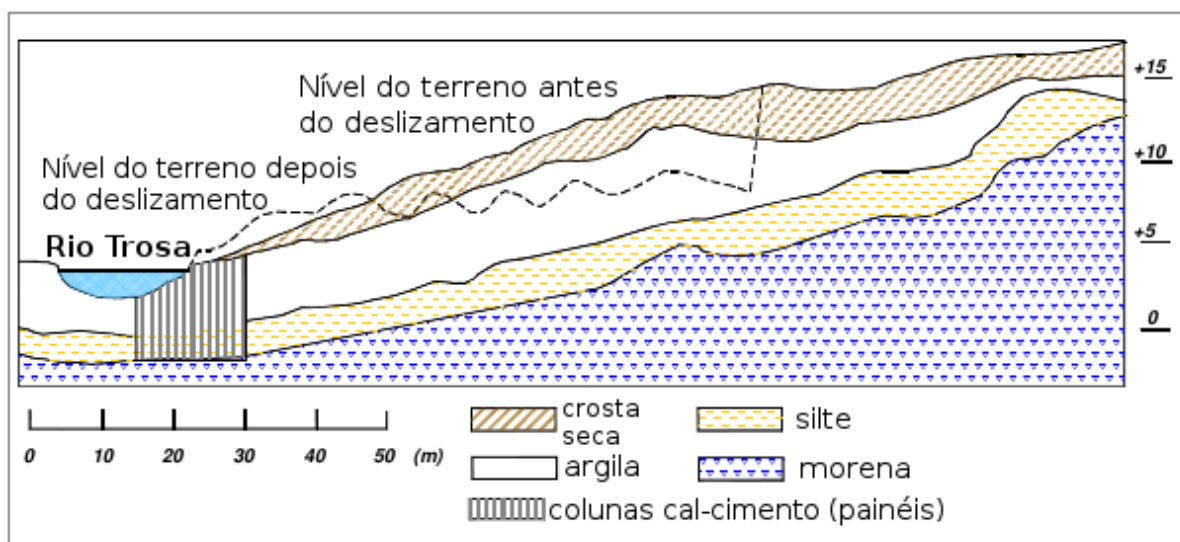
A estabilização em massa foi utilizada até uma profundidade de 3 a 5 m no porto de Valência, na Espanha. 300 000 m² foram estabilizados no prazo de um ano (ALLU FINLAND OY, 2015). Para o caso de uma camada de solo muito mole não muito profunda (cerca de 5 m), e sobre uma camada de solo mais resistente, a estabilização em massa pode não somente diminuir muito os recalques, quanto melhorar a estabilidade de um aterro, tal como está mostrado na Figura 22. Notar na mesma figura o uso combinado de geotêxtil (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 19).

Outra aplicação da técnica DSM é no encontro de pontes (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 18). Isto está mostrado na Figura 20, na parte superior à direita: assim são diminuídos os recalques diferenciais no encontro da ponte com o aterro da rodovia. Devido aos programas de pesquisa e ao desenvolvimento de novos equipamentos, a lista de aplicações estende-se,

incluindo isolamento de solos contaminados, proteção de estruturas adjacentes, redução do empuxo de terra e escavação de túneis em solos muito moles (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 22). A aplicação de DSM para prevenir o erguimento do fundo de escavações escoradas está ilustrada na Figura 20, no centro à direita.

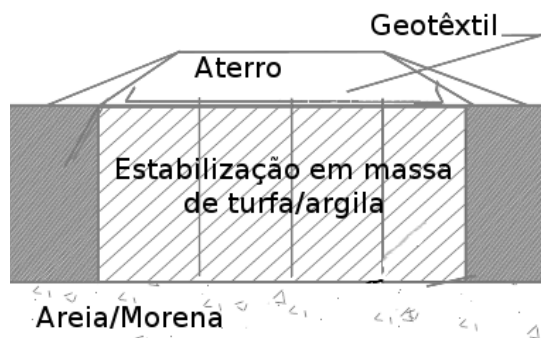
Até o final de 2001, o volume acumulado de solos tratados no Japão foi de 70 milhões de metros cúbicos. Este volume acumulado está igualmente dividido em método úmido *off-shore*, método seco em terra firme e método úmido em terra firme (TERASHI, 2003, p. 30).

Figura 21 – Talude estabilizado por colunas perto do rio Trosa, Suécia



(fonte: EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 20)

Figura 22 – Seção transversal típica de estabilização em massa para um aterro



(fonte: EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 19)

3.3 MISTURA DE LIGANTES AO SOLO

Os mecanismos de estabilização da cal e do cimento Portland são similares (MITCHELL, 1981, p. 534). Cimento Portland, cal, materiais pozolânicos ou latentemente hidráulicos reagem com água sob determinadas condições, formando produtos de reação similares (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 10).

Uma variedade de ligantes já foi desenvolvida e utilizada. Atualmente, os ligantes mais fáceis de ser encontrados e de menor custo são o cimento e a cal, e por isso são os mais utilizados (TERASHI, 2003, p. 25). A mistura profunda iniciou-se nos anos 1960 no Japão e na Suécia, usando a cal como ligante. No Japão, a cal foi substituída na maior parte das vezes por cimento. Os escandinavos passaram a usar uma mistura de cimento e cal. O emprego de gesso, escória e cinza volante misturados à cal e ao cimento é uma tendência recente, e está direcionado para propósitos específicos (TERASHI, 2003, p. 26). A cinza volante normalmente utilizada é o produto da combustão de carvão pulverizado em plantas de energia elétrica e aquecimento (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 10). Os ensaios de laboratório de camadas representativas do solo com diferentes ligantes constituem a parte inicial de qualquer projeto de mistura profunda (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 38). No entanto, nem todas as condições de campo podem ser simuladas em laboratório. Isto se refere principalmente às condições de mistura, que variam para cada equipamento, e às condições de umidade e temperatura durante a cura. A temperatura depende das dimensões da massa de solo estabilizada e também da quantidade de ligante. A experiência acumulada em solos similares é, portanto, de grande importância, incluindo as relações empíricas, acumuladas em bases de dados, entre a relação dos ensaios de laboratório com ensaios de campo (TERASHI, 2003, p. 33).

O cimento, ao ser misturado com a água, reage instantaneamente, gerando produtos com alta resistência. A cal, por outro lado, ao ser misturada com a água, produz hidróxido de cálcio, o qual em si não tem propriedades de resistência. É numa reação secundária do hidróxido de cálcio com certos solos pozolânicos (ou com aditivos) que são formados produtos de alta resistência (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 10).

Os ligantes podem ser hidráulicos, isto é, são ativados por si mesmos em contato com a água, ou podem ser não-hidráulicos, ou seja, precisam de algum material para iniciar a reação com a água (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 42).

A água é um correagente tanto para a cal e o cimento, que são ligantes hidráulicos, quanto para a escória de alto forno e a cinza-volante, que são ligantes hidráulicos latentes. Para que sejam ativados, os ditos materiais hidráulicos latentes precisam, além da água, de algum outro correagente. O ativante pode ser, por exemplo, hidróxido de cálcio, elemento presente na cal ou no cimento.

O ganho de resistência da escória de alto-forno granulada é dependente de uma série de reações que é ativada pela água e pelo hidróxido de cálcio. No caso da escória, as reações são chamadas de hidráulicas latentes. Estas reações latentes podem demorar semanas. As reações iniciais do cimento, que já lhe conferem resistência, são chamadas de reações hidráulicas. Elas são mais rápidas, podendo demorar dias. No caso da cal, as reações do hidróxido de cálcio com o solo pozolânico (ou misturado com algum aditivo pozolânico) são chamadas de reações pozolânicas. Estas reações, que conferem resistência à mistura, podem demorar meses. No caso em que o ligante principal é a cinza volante ou o fumo de sílica, as reações também são pozolânicas, e também podem demorar meses. Elas dependem da água e de hidróxido do cálcio, por exemplo provenientes do cimento ou da cal conjuntamente misturados (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 10).

Desde que bem misturado, um ligante hidráulico irá estabilizar quase qualquer tipo de solo (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 42). Um ligante dos tipos acima mencionados é mais hidráulico, e portanto mais reativo, se a razão entre cal (CaO) e sílica (SiO₂) é maior. Há também outros fatores que controlam a reatividade. A superfície específica (m²/kg) é um fator que controla a taxa de reação de diversos tipos de ligantes, seja do cimento, da cal, da escória de alto-forno ou da cinza volante. As reações do cimento, da cal e pozolânicas resultam nos mesmos produtos básicos, constituídos de compostos de silício e cálcio, e quantidades menores de alumínio, ferro e outros elementos (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 10).

O cimento é formado de *clinker* Portland e 5 % de gesso. Os óxidos que compõem o cimento Portland são principalmente CaO (60-70 %), SiO₂ (17-25 %) e Al₂O₃ (2-8 %). Depois de moídos e misturados, os materiais são calcinados num forno rotativo com temperatura de cerca de 1450 °C. Quando o cimento é hidratado, forma-se um gel de cimento ao redor da partícula, como mostrado na Figura 23. Este gel contém poros muito pequenos. Depois de poucos minutos, o gel de cimento vai lançando capilares que começam a preencher os espaços entre as partículas. Este gel é composto por gel CSH, etringita e monossulfato, ver Figura 24.

O volume do gel é maior do que o volume da partícula de cimento antes de ser hidratada. Os pequenos espaços do gel e a água de cristalização explicam este aumento de volume. A água de cristalização está quimicamente combinada neste gel. Os espaços entre as partículas adjacentes serão preenchidos por este gel mais volumoso. Isto torna a pasta de cimento mais densa e mais resistente (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 11).

A porosidade é o fator mais importante na resistência da pasta de cimento. A distância entre as partículas de cimento está relacionada com a porosidade. Esta distância depende do teor de cimento. Uma medida do teor de cimento é a razão entre água e cimento. A porosidade, portanto, é proporcional à razão entre água e cimento. A resistência da pasta de cimento cai com o aumento da porosidade. Ensaio de corpos de prova de concreto relacionam a queda da resistência à compressão com o aumento da razão entre água e cimento. Relações similares são aplicáveis na estabilização de solos (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 12).

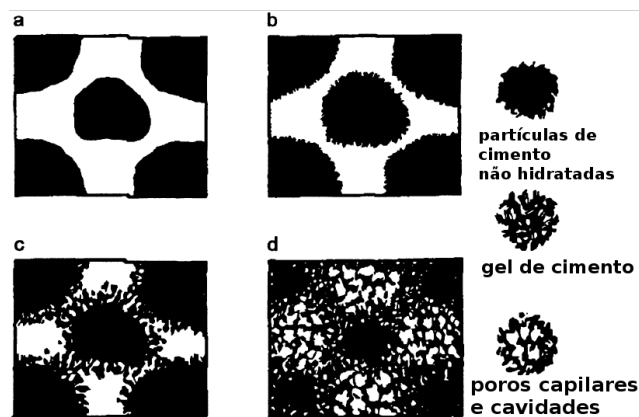
Em química do cimento, valem as seguintes abreviações para os óxidos do cimento: $\text{CaO} = \text{C}$; $\text{SiO}_2 = \text{S}$; $\text{Al}_2\text{O}_3 = \text{A}$; $\text{Fe}_2\text{O}_3 = \text{F}$; $\text{SO}_3 = \text{S}'$; $\text{MgO} = \text{M}$ e $\text{H}_2\text{O} = \text{H}$. Os minerais mais importantes que compõem o *clinker* são citados a seguir, na notação abreviada: o silicato tricálcico (C_3S); o silicato dicálcico (C_2S); o aluminato tricálcico (C_3A) e o aluminato ferrita tetracálcico (C_4AF) (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 13).

Ao ser hidratado, C_3S libera íons de cálcio, elevando o pH para acima de 12 em poucos minutos. Quando a concentração de íons de cálcio atinge a saturação da solução, começa a cristalização dos mesmos. Uma camada de CSH começa a envolver as partículas de C_3S . Esta camada forma uma barreira. Ela impede tanto que a água atinja diretamente a partícula de C_3S , quanto a difusão para fora da partícula dos íons de cálcio. A reação passa a ser controlada por essa difusão. Se no início o processo era dependente da temperatura, depois de um pico a taxa de reação e a produção de calor diminuem, e o processo torna-se controlado por difusão (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 14).

A hidratação do C_2S é semelhante, porém mais lenta. Os produtos da reação de C_3S , primeiramente, e de C_2S , secundariamente, são os responsáveis maiores pelo aumento da resistência. Se não for adicionado gesso ao cimento, o íon sulfato não é liberado na solução e o aluminato C_3A produz imediatamente hidrato cálcico de alumínio, CAH (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 15).

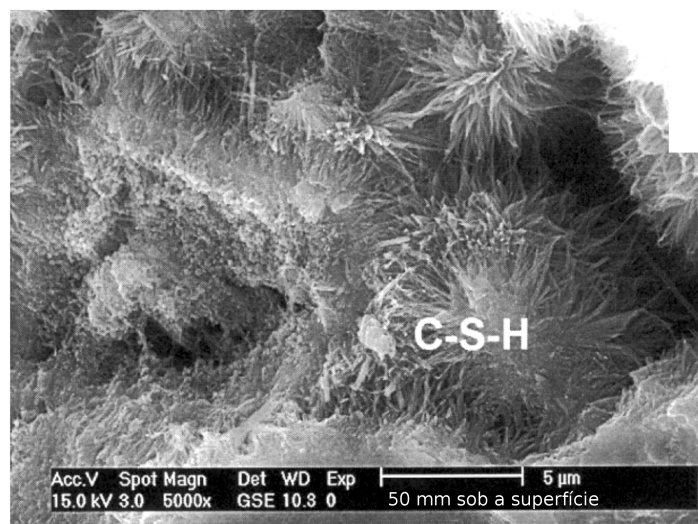
Na presença de íon sulfato, é formada a etringita, $C_6AS'H_{32}$. Uma barreira de etringita envolve a partícula de cimento e o processo se torna controlado por difusão e mais lento. Então a concentração de sulfato cai e a etringita se converte em monossulfato, $C_4AS'H_{12}$. Isso quebra a barreira de difusão e reacelera a reação cujo produto é o monossulfato (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 16).

Figura 23 – Estrutura da pasta de cimento e formação do CSH. Estrutura da pasta de cimento: imediatamente antes da mistura, em a; depois de alguns minutos, em b; na solidificação, em c; depois de alguns meses, em d.



(fonte: JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 12)

Figura 24 – Estrutura da pasta de cimento e formação do CSH: fotografia ESEM de gel de cimento contendo cristais CSH.



(fonte: JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 12)

Se mais tarde, quando o concreto estiver endurecido, o monossulfato é submetido às condições ambientais com concentração de íons sulfato, a etringita volta a se formar. Isto é

acompanhado de aumento de volume, o que pode provocar fendas no concreto. No caso da estabilização em massa, é duvidoso que o aumento de volume da etringita possa causar problemas, uma vez que o solo estabilizado é muito poroso (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 16).

A produção da cal virgem (óxido de cálcio, CaO) a partir do calcário, CaCO₃, requer temperaturas de cerca de 1000 °C, enquanto o *clinker* requer 1450 °C. A cal, portanto, tem menor custo energético do que o cimento.

Há diferentes graus de calcinação, que dependem de quanto CO₂ foi liberado do calcário. A reatividade da cal depende do grau de calcinação e do tamanho das partículas (superfície específica). Esta reatividade é medida pelo aumento da temperatura quando uma certa quantidade de cal é misturada com certa quantidade de água. CaO e H₂O, na reação de hidratação, produzem Ca(OH)₂ com liberação de 1163 kJ/kg. O pH chega a 12,5. Este valor de pH desencadeia as reações secundárias pozolânicas. A água consumida do solo resulta num ganho rápido de resistência, o qual é perdido se o solo for reidratado. Porém a reidratação do solo normalmente é lenta o suficiente para permitir que a perda seja compensada pelas reações pozolânicas (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 17).

Além de CaO ativo (90 %) e inativo (4 %), uma cal viva pode conter MgO (1,7 %), SiO₂ (1,5 %), Al₂O₃ (0,8 %) e outros óxidos (de ferro, de potássio e de sódio). O ganho de resistência no solo causado pela adição de cal não é devido ao material em si, mas causado pelas reações secundárias pozolânicas com o solo ou com algum aditivo. O produto da reação pozolânica é CSH e também CASH, este último muito semelhante ao primeiro, mas contendo alumínio. A cal extinta, Ca(OH)₂, reage com o CO₂ do ar e produz CaCO₃, um produto inerte. Uma boa parte da reatividade da cal pode ser perdida já na primeira semana, caso tenha tido contato com ar e umidade durante o transporte e o armazenamento (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 18).

A estabilização do solo se dá, de maneira geral, através de três reações. No caso do cimento, as reações do mesmo com a água do solo. No caso da cal viva e do cimento, as reações pozolânicas entre os íons de cálcio (hidróxido de cálcio) liberados por estes materiais e os minerais pozolânicos contidos no solo. E também no caso da cal e do cimento, pela troca de íons (*ion exchange*) entre íons de cálcio liberados e íons na argila. Solos mais porosos, como a turfa ou o lodo, exigem maior quantidade de ligante para que apresentem aumento de

resistência. É preciso adicionar uma quantidade de ligante que consiga formar um esqueleto capaz de suportar uma carga (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 25).

O aumento de temperatura devido à hidratação do cimento, e particularmente da cal, é considerável. O calor é um fator importante para desencadear as reações pozolânicas em argilas e siltes. A violenta liberação de calor da cal ao ser hidratada pode elevar a temperatura do solo para 40-50 °C, chegando a 100 °C em alguns pontos localizados (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 31).

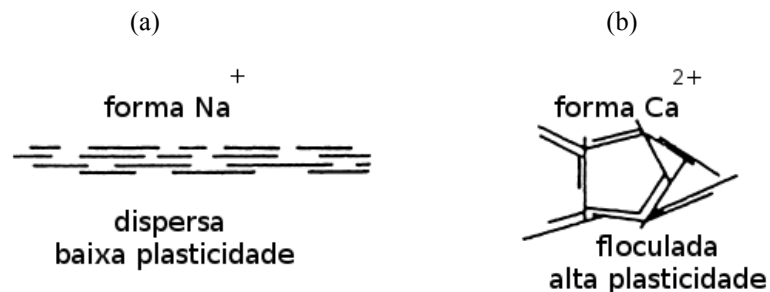
A troca de íons (*ion exchange*) pode provocar uma mudança estrutural em argilas. As argilas são, em geral, constituídas de lâminas de sílica (constituída de tetraedros de silício-oxigênio) e gibsitita (constituída de octaedros de alumínio-hidroxila). Cada uma das partículas de argila é constituída por uma pilha com muitas dessas camadas. A caolinita, por exemplo, tem 100 camadas em cada partícula. As irregularidades que podem surgir nesta estrutura idealizada modificam as propriedades do mineral da argila. A substituição isomórfica de um átomo por outro no cristal, porém de tamanho parecido, é um exemplo de irregularidade. O átomo trivalente de alumínio é ligeiramente maior do que o átomo tetravalente de silício. O átomo de alumínio pode substituir o átomo de silício na lâmina de sílica. Isto causa deformações na rede cristalina e também uma carga líquida negativa, que será balanceada ou por uma carga positiva vizinha ou por um cátion existente na solução circundante (JURY, 2004, p. 9). De maneira similar, os átomos de alumínio das lâminas de gibsitita podem ser substituídos por átomos divalentes de magnésio, divalentes de íon ferroso e trivalentes de íon férrico. Estes átomos são ainda maiores e causam mais deformação no cristal, além do desbalanceamento das cargas. Estes cátions podem ser substituídos por outros cátions presentes na solução do solo circundante. Isto é chamado de *troca de base*. Existem argilas onde há muita disponibilidade de cátions para esta substituição, ou seja, têm alta capacidade de troca de cátions, *cation exchange capacity*, CEC. Existem outras com baixa capacidade de troca de cátions (JURY, 2004, p. 10).

Como mostrado na Figura 25, uma argila dispersa de baixa plasticidade é convertida numa forma floculada com alta plasticidade. Na Figura 25(a), aparece uma forma usual das argilas dispersas, constituídas de partículas planas dispostas face a face. Na superfície das partícula há íons positivos, normalmente potássio ou sódio. Forças de van der Waals de repulsão, de curto alcance, influenciam a disposição das partículas nesta estrutura dispersa, face a face.

Elas estão separadas por finos filmes de água. Se houver atração entre as partículas de argila em sedimentação, elas tendem a adquirir uma estrutura floclada, como na Figura 25(b). Quando o solo é misturado com algum ligante que libere íons de cálcio, se a argila tiver alta capacidade de troca de cátions passará da forma dispersa para a floclada. O cimento libera muitos cátions de sódio e de potássio na solução, quando hidratado. Isto reduz ou inibe a troca de base dos íons de sódio e potássio da argila, que precisam ser liberados na solução ao serem trocados pelos íons de cálcio. No caso do cimento, a solução já está saturada de íons de sódio e de potássio, o que não ocorre para a cal. Esta é a vantagem da cal em relação ao cimento, ela tem maior capacidade de troca de base (JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 30).

A experiência em solos escandinavos sugere tratar previamente com cal solos que irão ser tratados posteriormente com cimento. A adição de 1,5 a 2,5 % de cal dá ao solo uma estrutura granular que pode ser mais facilmente desagregada pelas máquinas (LARSSON, 2003, p. 81).

Figura 25 – Efeito da troca de base em ilitas e caolinitas: em (a), argila com estrutura dispersa; em (b), argila com estrutura floclada



(JANZ; JOHANSSON, 2001, p. 30)

4 PENETRÔMETRO DE BASE PLANA

Abaixo seguem considerações gerais sobre ensaios de laboratório e de campo aplicados na estabilização profunda, e um exemplo de um penetrômetro manual finlandês aplicado em estabilização por colunas. A seguir, a metodologia e o resultado dos ensaios realizados para o presente trabalho, a saber, os ensaios com diversos diâmetros do penetrômetro de base plana, e os ensaios de compressão diametral. Logo depois, a comparação dos ensaios dos diversos diâmetros com os ensaios de compressão diametral, e finalmente a conclusão sobre o efeito do diâmetro da base na correlação entre os ditos ensaios.

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE CAMPO APLICADOS NA ESTABILIZAÇÃO PROFUNDA

O processo de mistura profunda não pode ser simulado no laboratório. As únicas variáveis que podem ser simuladas são o tipo e quantidade de ligante (LARSSON, 2003, p. 87). As investigações de laboratório vão primeiramente determinar as características geotécnicas e químicas de amostras verticalmente contínuas. Os resultados vão mostrar a variação na estratigrafia e guiar a escolha de tipos e quantidades de ligantes potenciais para os ensaios de estabilização. Os primeiros ensaios de estabilização envolvem ensaios de compressão não-confinada em corpos de prova estabilizados por 28 ou 90 dias (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 39). Finalmente, a quantidade ótima de ligante e o efeito de estabilização com o tempo serão investigados através de ensaios de compressão não-confinada e, quando necessário, através do ensaio triaxial (EUROPEAN COMMISSION, 2002, p. 39).

A qualidade das colunas pode variar, mesmo se elas forem instaladas da mesma maneira, e com grande cuidado. A resistência ao cisalhamento das colunas é alta, ao mesmo tempo que a ruptura é do tipo frágil. Acrescente-se ainda a incerteza do mecanismo de falha, e estão dadas razões suficientes para testar as colunas logo depois da instalação (LARSSON, 2003, p. 168).

O fato é que em campo a resistência das colunas é de 50 a 150 kPa, enquanto que em laboratório pode atingir 10 MPa. Regras empíricas, contudo, podem ser estabelecidas para relacionar os resultados de ensaios de laboratório com os resultados em campo. O valor dos

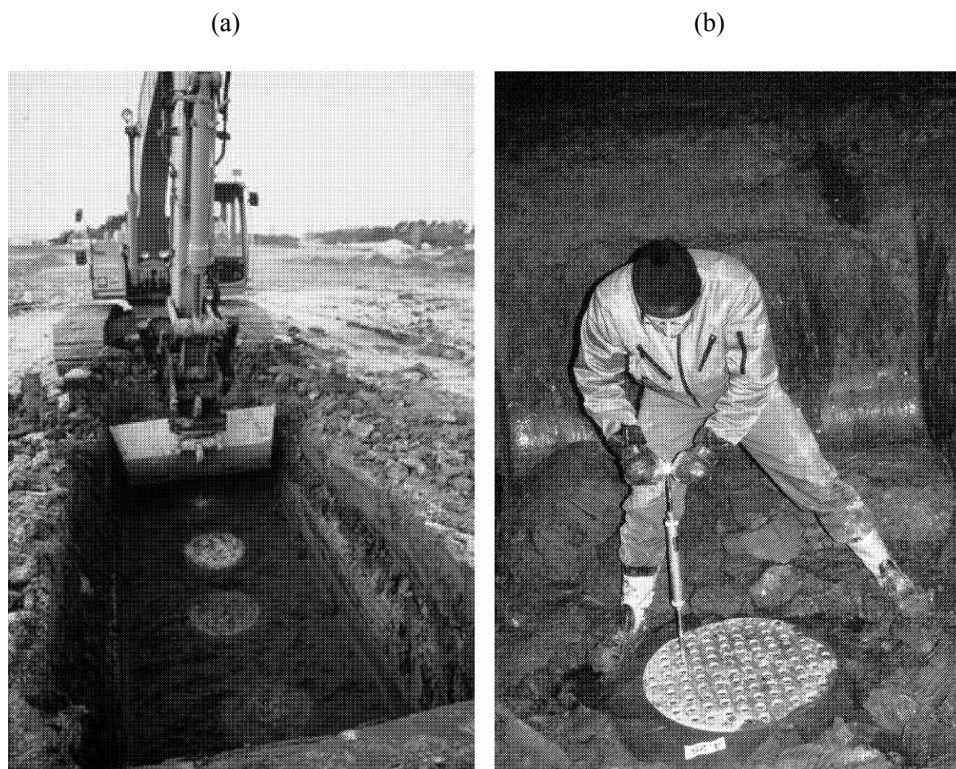
ensaios de laboratório é sobretudo comparativo. A comparação se dá entre diversos tipos, quantidades, misturas e tempos de cura de ligantes (EUROPEAN COMISSION, 2002, p. 49).

4.2 EXEMPLO DE UM PENETRÔMETRO MANUAL FINLANDÊS

O penetrômetro de base plana testado no presente trabalho pode tanto servir como um ensaio de laboratório, quanto como um ensaio de campo.

Na Figura 26 aparece um ensaio de campo em Håby, Finlândia. Com a caçamba de uma retroescavadeira, como mostrado na Figura 26(a), foram feitas valetas até as profundidades de 2,0 e 2,3 m, para compensar pequenas variações no eixo das colunas de solo-cal. Os ensaios foram feitos entre 7 e 8 dias após a execução das colunas. As colunas foram cortadas com uma pá antes dos ensaios (LARSSON, 2003, p. 136).

Figura 26 – Uso de um penetrômetro manual para ensaios de colunas de solo-cal em Håby, Finlândia: (a) escavação da valeta; (b) ensaio das colunas com o penetrômetro manual



(LARSSON, 2003, p. 137)

Foram feitos gabaritos circulares de madeira laminada, com o mesmo diâmetro das colunas, de 0,6 m. Cada gabarito tem 104 quadrados vazados de 50 x 50 mm, dos quais 20 foram escolhidos aleatoriamente para cada profundidade do ensaio. No total, 40 ensaios com o penetrômetro foram realizados para cada coluna, o que permitiu uma análise estatística elaborada. O penetrômetro tem ponta cilíndrica e está acoplado à uma mola, junto à qual há uma escala, previamente calibrada para a leitura da força aplicada. A mesma pessoa realiza todos os ensaios, implantando a ponta do penetrômetro nos pontos dos quadrados vazados, até a profundidade de 30 mm, como visto na Figura 26(b). A velocidade de aplicação da carga não foi informada pelo autor. Os resultados de tais ensaios foram diretamente comparados com ensaios feitos com o mesmo penetrômetro em solo não estabilizado. Houve perfeita concordância com a inspeção visual das colunas, isto é, as colunas que visualmente mostraram melhor homogeneidade foram as que apresentaram maior ganho de resistência (LARSSON, 2003, p. 136). O penetrômetro de base plana do presente trabalho pode ser adaptado para uso semelhante.

4.3 METODOLOGIA DOS ENSAIOS FEITOS COM DIVERSOS DIÂMETROS DO PENETRÔMETRO DE BASE PLANA

No presente trabalho experimental foram testadas as pontas de base plana, de formato de tronco cônico, com vários diâmetros, como está mostrado na Figura 3. Um experimento preliminar foi feito utilizando 6 pontas, adaptando as mesmas numa prensa de laboratório com motor elétrico de velocidade controlada (ver Figura 27).

Uma mistura de 85 % de caolinita, 15 % de bentonita e umidade de 120 % (= massa de água / massa de solo seco) foi definida como o solo dos experimentos. A parte variável da mistura será o teor de cimento, medido em kg/m^3 do solo assim definido.

Houve o cuidado de preparar a maior quantidade de moldes no menor tempo possível. Cada recipiente grande usado no ensaio com os penetrômetros (ver Figura 31) tem um volume de cerca de 2,25 L. Os corpos de prova utilizados no ensaio de compressão diametral possuem aproximadamente 47 mm de diâmetro por 98 mm de altura (0,196 L). O volume total V a ser misturado para cada moldagem foi estimado pela Equação (4).

$$V = 9 * 2,25 + 11 * 0,196 = 20,25 + 2,16 \approx 25 L \quad \text{Equação (4)}$$

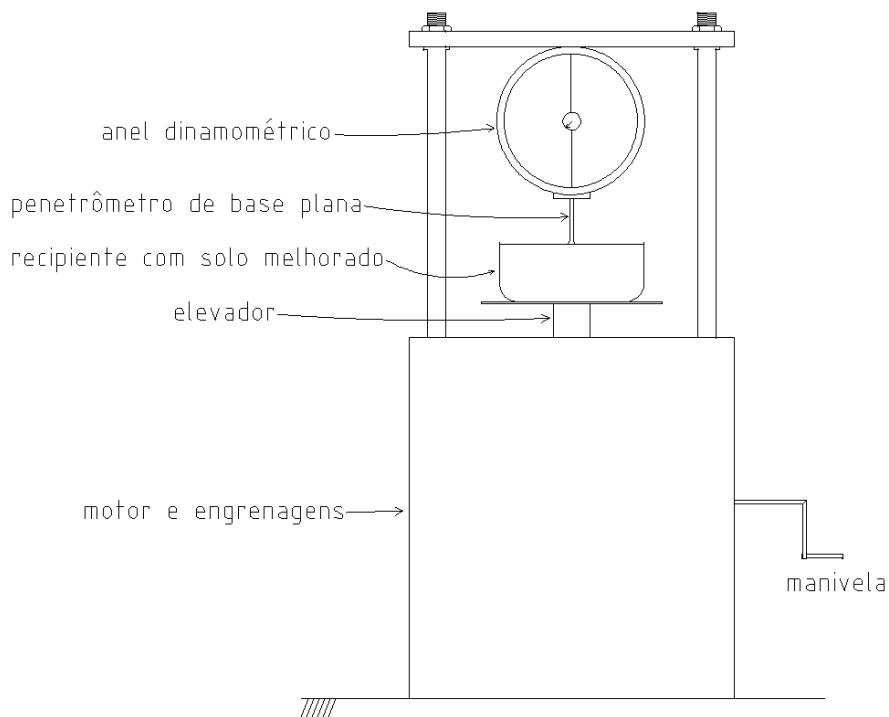
Foram portanto moldados 9 recipientes e 11 corpos de prova. Considerando que o solo terá massa específica de aproximadamente 1,4 kg/L, e que a umidade é de 120 %, as Equações (5), (6) e (7) foram usadas para determinar a massa de solo seco M_s (bentonita + caolinita).

$$M_w + M_s = 1,4 * 25 = 35 kg \quad \text{Equação (5)}$$

$$1,2 M_s + M_s = 35 \quad \text{Equação (6)}$$

$$M_s = 35 / 2,2 \approx 16 kg \quad \text{Equação (7)}$$

Figura 27 – Montagem do experimento com penetômetros de ponta plana. Foi utilizada uma prensa de laboratório com anel dinamométrico de 10 kN.



(fonte: elaborado pelo autor)

Onde M_w é a massa de água, e $M_w / M_s = 1,2$. A massa de caolinita foi estimada em 13,6 kg e a de bentonita em 2,4 kg. A massa de água em 19,2 kg. Neste ensaio preliminar, escolheu-se a dosagem de 100 kg de cimento por m^3 . A massa de cimento foi estimada em 2,5 kg ($=100 \text{ kg}/m^3 \times 0,025 \text{ m}^3$). Este considerável volume de solo misturado com cimento foi preparado com o auxílio de uma máquina de mistura para padaria com pás e adequada potência. Os

moldes foram curados submersos à temperatura ambiente num local fresco e escuro. As datas do experimento estão registradas nas figuras seguintes.

4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS COM DIVERSOS DIÂMETROS DO PENETRÔMETRO DE BASE PLANA

Foi constatado que para a velocidade usual de aplicação de carga, de 1,4 mm/min, as resistências medidas atingem valores muito altos, mesmo para os menores diâmetros. Para os diâmetros maiores, a resistência aumenta indefinidamente. Conforme a ponta penetrou na amostra, a água rapidamente foi drenada para a superfície, e a resistência da mistura de solo-cimento cresceu indefinidamente. A velocidade de drenagem da mistura solo-cimento é muito alta. Para contornar esta dificuldade, que tornaria impraticável o ensaio, mesmo a maior velocidade do motor ainda não foi suficiente. A solução foi erguer manualmente a prensa. O motor ficou desligado e desacoplado das engrenagens. O elevador da prensa (ver Figura 27) foi então acionado diretamente através da manivela ligada às engrenagens. Assim, atingindo uma velocidade muito mais alta, de cerca de 120 mm/min, foi possível observar a ruptura da amostra, ou pelo menos um comportamento em que a resistência não crescesse tanto e tão indefinidamente. A velocidade exata do ensaio e o controle preciso sobre a mesma foram, assim, perdidos. Para compensar esta desvantagem, a mesma pessoa realizou o ensaio preliminar, cujos resultados aparecem na Figura 29. A barra tem dois traços nos pontos localizados na tensão média mais ou menos a precisão da tensão. A carga F foi calculada a partir da equação de calibração do anel, a Equação (8).

$$F = 0,004779 x + 0,036761 \quad \text{Equação (8)}$$

Na Equação (8), x é a leitura no anel dinamométrico de 10 kN, e a carga F está em kN.

A precisão da tensão medida aparece graficamente representada na Figura 29 por uma barra vertical. A precisão da tensão foi calculada pela Equação (9). Ela varia conforme o quadrado do diâmetro, ou seja, conforme a área S dos penetrômetros aumenta. Os resultados aparecem na última coluna da Figura 28.

$$\text{precisão da tensão} = (\text{precisão do anel}) / (S) \quad \text{Equação (9)}$$

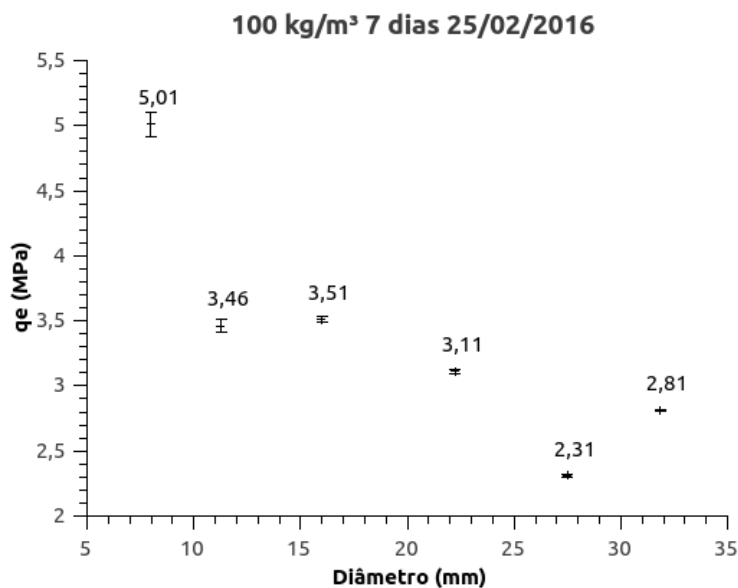
Nas Figuras 28 e 29 observa-se que a tensão q_e obtida nos ensaios preliminares com os penetrômetros de base plana diminui com o aumento do diâmetro do penetrômetro. Isto vale para todos os ensaios realizados no presente trabalho, como se verá adiante. No ensaio preliminar foram usados 6 diferentes diâmetros (de 8,0 mm a 31,85 mm), com leitura única.

Figura 28 – Tabela de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 6 diâmetros diferentes, com leitura única. Ruptura de moldes feitos com bentonita 15% + caulinita 85% e cimento CP V ARI, 100 kg/m³ e 7 dias de cura. Data: 25/02/16.

\varnothing mm	S mm ²	Anel dinamométrico leitura única	Carga kN	Tensão MPa	Precisão do anel kN	Precisão da tensão MPa
8	50,3	45	0,252	5,01	0,004779	0,09508
11,3	100,3	65	0,347	3,46	0,004779	0,04765
16	201,1	140	0,706	3,51	0,004779	0,02377
22,25	388,8	245	1,208	3,11	0,004779	0,01229
27,5	594,0	280	1,375	2,31	0,004779	0,00805
31,85	796,7	460	2,235	2,81	0,004779	0,00600

(fonte: elaborado pelo autor)

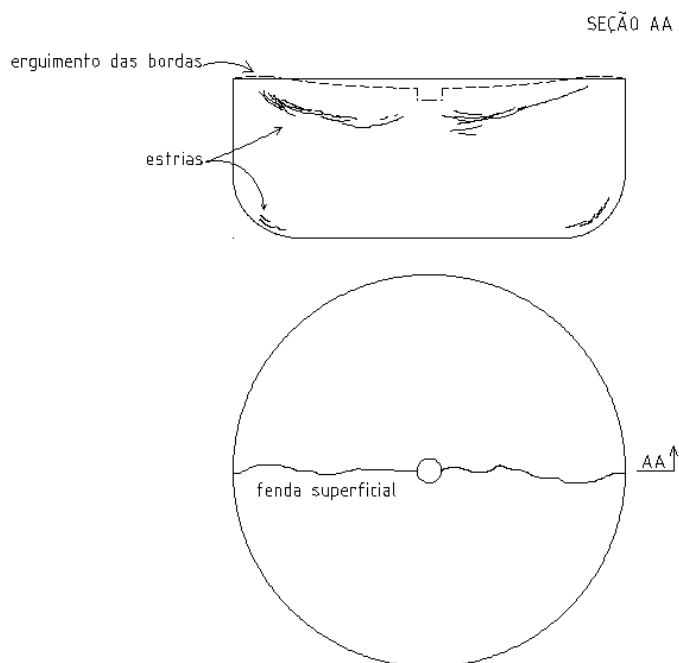
Figura 29 – Gráfico de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 6 diâmetros diferentes, com leitura única. Nas ordenadas, os resultados dos ensaios com penetrômetros, em MPa, e nas abscissas o diâmetro correspondente, em mm. Ruptura de moldes feitos com bentonita 15% + caulinita 85% e cimento CP V ARI, 100 kg/m³ e 7 dias de cura. Data: 25/02/16.



(fonte: elaborado pelo autor)

Os volumes e massas de água, bentonita e caolinita, dados pelas Equações 4 a 7, serão os mesmos nos experimentos seguintes. A variável será o teor de cimento.

Figura 30 – Desenho esquemático dos moldes depois de testados pelos penetrômetros de base plana.



(fonte: elaborado pelo autor)

Inspeções visuais dos moldes sempre revelam um ligeiro erguimento das bordas, e por vezes pronunciada fenda superficial, como aparece na Figura 30. Os moldes partidos ao longo das fendas apresentam estrias que indicam rupturas semicirculares, logo abaixo das pontas dos penetrômetros. Também apresentam estrias próximas ao fundo do recipiente.

Os demais ensaios foram feitos somente com os 3 menores diâmetros, de 8,0 mm, 11,3 mm e 16 mm, com 3 leituras diferentes para cada diâmetro. Cada molde foi usado uma única vez. Os resultados dos ensaios aparecem na Figura 31.

Na Figura 32 foram graficados os resultados dos ensaios, destacando as três leituras para cada diâmetro. Notar que as leituras têm uma certa variabilidade para qualquer um dos 3 diâmetros, e em todos os 4 ensaios. Considera-se, portanto, que estes quatro ensaios apresentem valores médios mais significativos do que o valor único do ensaio preliminar. Na Figura 33 aparecem somente as médias das moldagens listadas na Figura 31. O ensaio preliminar está

representado por quadrados brancos. Foi feita uma regressão linear dos pontos de cada moldagem. As equações lineares obtidas estão listadas na Figura 33.

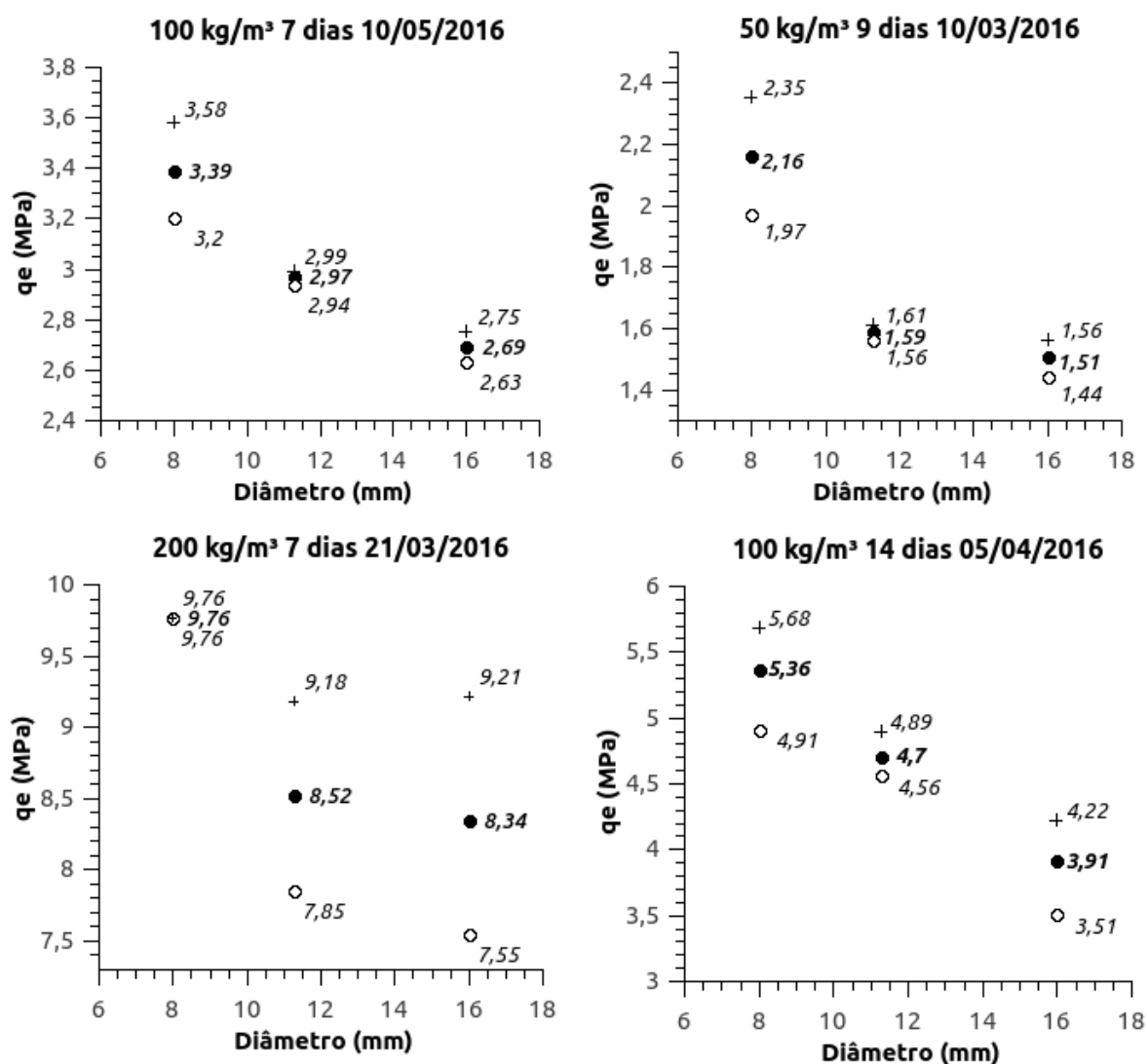
Figura 31 – Tabela de resultados dos ensaios com penetrômetros de base plana de 3 diâmetros diferentes, com 3 leituras para cada um. Ruptura de moldes feitos com bentonita 15% + caulinita 85%, umidade 120 % e cimento CP V ARI. Diversas dosagens de cimento. Diâmetros de 8,0 mm, 11,3 mm e 16,0 mm.

moldagem: 3/5 ruptura: 10/5 CP V ARI 100 kg/m ³ 7 dias	Ø mm	S mm ²	Leituras do anel dinamométrico				Carga média kN	Tensão média MPa
			leit. 1	leit. 2	leit. 3	média		
	8	50,3	52	44	50	48,7	0,269	5,36
	11,3	100,3	88	90	95	91,0	0,472	4,70
	16	201,1	170	160	140	156,7	0,785	3,91
moldagem: 1/3 ruptura: 10/3 CP V ARI 50 kg/m ³ 9 dias	Ø mm	S mm ²	Leituras do anel dinamométrico				Carga média kN	Tensão média MPa
	8	50,3	15	17	13	15,0	0,108	2,16
	11,3	100,3	26	25	26	25,7	0,159	1,59
	16	201,1	57	53	58	56,0	0,304	1,51
moldagem: 14/3 ruptura: 21/3 CP V ARI 200 kg/m ³ 7 dias	Ø mm	S mm ²	Leituras do anel dinamométrico				Carga média kN	Tensão média MPa
	8	50,3	95	95	95	95,0	0,491	9,76
	11,3	100,3	185	157	-	171,0	0,854	8,52
	16	201,1	340	310	380	343,3	1,678	8,34
moldagem: 23/3 ruptura: 5/4 CP V ARI 100 kg/m ³ 14 dias	Ø mm	S mm ²	Leituras do anel dinamométrico				Carga média kN	Tensão média MPa
	8	50,3	52	44	50	48,7	0,269	5,36
	11,3	100,3	88	90	95	91,0	0,472	4,70
	16	201,1	170	160	140	156,7	0,785	3,91

(fonte: elaborado pelo autor)

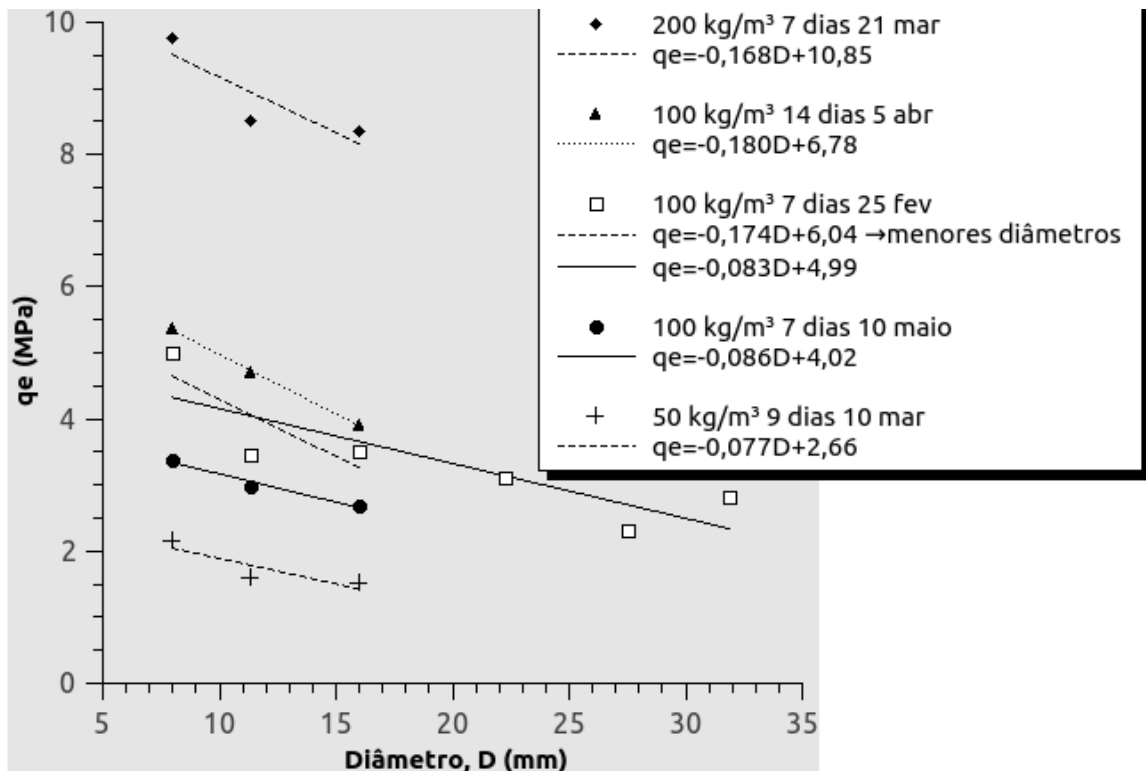
Na Figura 33, os pontos do ensaio preliminar não se ajustam tão bem à uma reta como nos demais ensaios. A tangente da reta, que acompanha o termo D, vai de -0,175 para as moldagens mais resistentes, e chega à -0,080 nas menos resistentes. Considerando somente os 3 menores diâmetros do ensaio preliminar, a tangente da reta (-0,174) é próxima das moldagens mais resistentes; considerando todos os 6 diâmetros do mesmo ensaio, a tangente obtida é semelhante às moldagens menos resistentes (-0,083).

Figura 32 – Gráficos de resultados do ensaio preliminar com penetrômetros de base plana de 3 diâmetros diferentes, com 3 leituras para cada diâmetro. Nas ordenadas, os resultados dos ensaios com penetrômetros, em MPa, e nas abscissas o diâmetro correspondente, em mm. Ruptura de moldes feitos com bentonita 15% + caolinita 85% e cimento CP V ARI. Diversas dosagens de cimento. Diâmetros de 8,0 mm, 11,3 mm e 16,0 mm.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Ajuste linear dos pontos dos ensaios com os penetrômetros. Nas ordenadas, os resultados dos ensaios com penetrômetros, em MPa, e nas abscissas o diâmetro correspondente, em mm.



(fonte: elaborado pelo autor)

4.5 METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os ensaios de compressão diametral foram realizados em corpos de prova cilíndricos moldados em tubos de PVC, seguindo a norma NBR 7222. Os corpos de prova, que estavam curando submersos dentro dos moldes, depois de desmoldados foram pesados e medidos. De acordo com a Figura 34, a altura foi registrada em duas direções longitudinais, e o diâmetro em pelo menos 3 seções, isto é, nas bases e no centro (no ensaio preliminar mediu-se em mais posições o diâmetro de cada molde).

A velocidade da prensa foi ajustada para 1,14 mm/min (de acordo com a norma NBR 7222), neste ensaio tendo sido acionada e controlada automaticamente. Esta velocidade de 1,14 mm/min é bem menor do que a velocidade de 120 mm/min, usada no ensaio dos penetrômetros de base plana. O ensaio consiste em provocar a ruptura em cilindros apoiados em geratrizes opostas, através de duas hastes de aço de seção quadrada de 9,6 mm de lado.

Houve o cuidado de usar no contato pequenas placas de madeira (palitos de sorvete) para melhor distribuição dos esforços ao longo das geratrizes. A norma NBR 7222, para argamassas e concretos, intitula o ensaio como determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. De fato, pode-se visualmente perceber, ao longo do ensaio, que a ruptura inicia-se com uma primeira fenda bem no centro do cilindro. Isso indica que houve tração no centro. O ensaio também é conhecido na literatura como *Brazilian test*.

A resistência do ensaio de compressão diametral, também conhecida como resistência à tração, foi calculada utilizando as médias dos diâmetros, D, e das alturas, H, dos corpos de prova, de acordo com a Figura 34 e a Equação (6), onde F é a carga calculada pela equação do anel dinamométrico.

$$q_t = (2F) / (\pi DH) \quad \text{Equação (6)}$$

4.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão diametral estão contidos nas tabelas das Figuras 36 a 40. A última coluna destas tabelas é uma estimativa da resistência à compressão não confinada, q_u , estimada pela relação da Equação (7), sugerida por Mitchell (MITCHELL, 1981, p. 14). Num trabalho mais recente com um solo siltoso de elevado percentual de fração argila, a razão q_u/q_t é igual a 0,15, com limites superior e inferior de 0,20 e 0,11 (CONSOLI et al., 2012, p. 413).

$$q_t = 0,13 q_u \quad \text{Equação (7)}$$

Os dados de ensaio de compressão diametral foram ordenados em 8 intervalos de 0,5 desvios padrão cada, igualmente espaçados a partir da média. Assim, os limites dos 8 intervalos estão listados a seguir. À esquerda:

$$(\mu - 2\sigma_p; \mu - 1,5\sigma_p); (\mu - 1,5\sigma_p; \mu - \sigma_p); (\mu - \sigma_p; \mu - 0,5\sigma_p); (\mu - 0,5\sigma_p; \mu).$$

E à direita:

$$(\mu; \mu + 0,5\sigma_p); (\mu + 0,5\sigma_p; \mu + \sigma_p); (\mu + \sigma_p; \mu + 1,5\sigma_p); (\mu + 1,5\sigma_p; \mu + 2\sigma_p).$$

Os gráficos da Figuras 35 a 39 representam a distribuição de frequência (histograma) dos valores de q_t dentro de cada um destes 8 intervalos.

Figura 34 – Medidas dos diâmetros, alturas e massa dos corpos de prova antes do ensaio de compressão diametral.

moldagem: 18/2 ruptura: 25/2 CP V ARI 100 kg/m ³ 7 dias	cp	Diâmetros do cp mm					alturas do cp mm		massa g
	1	46,95	47,2	47,5	46,1		98	97,9	245,62
2	47,25	47,15	46,9			97,65	96,5	244,17	
3	47,15	47,2	46,5	46,55		97,4	97,45	244,76	
4	46,8	46,8	46,6	47,2		97,05	96,45	241,61	
5	47,4	46,5	46,6	47,4	46,7	47,35	96,65	95,9	238,91
6	46,85	47	47,05	47,1		96,3	96,6	235,37	
7	46,75	47,35	47,4	46,85	46,95	47,35	96,95	97,1	238,71
8	46,8	47,2	47,05	47,15	47	47,25	97,6	95,75	236,27
9	46,75	47,4	47,25	46,45	47,3		96,2	97	236,69
10	47	47,25	47,2	46,7	47,15		97,15	97,4	240,49
11	46,7	47,2	46,95	46,5	47,4		97,8	98,45	239,26

moldagem: 1/3 ruptura: 10/3 CP V ARI 50 kg/m ³ 9 dias	cp	Diâmetros do cp mm			alturas do cp mm		massa g
	1	46,95	46,9	47,15	97,25	97,4	236,5
2	47,25	47,05	46,95	97,45	97,3	233,22	
3	46,8	47	47,05	97,3	97,4	233,41	
4	47,25	47,2	47,3	97,15	97,15	236,38	
5	46,95	47,05	46,75	97,15	98,1	235,65	
6	47,1	47,3	47,25	98,5	96,55	235,85	
7	46,95	47,25	47,25	97,15	97,35	233,59	
8	47,3	47,25	47,25	97,7	97,45	235,95	
9	47,1	47,2	47,25	97,2	96,95	234,53	

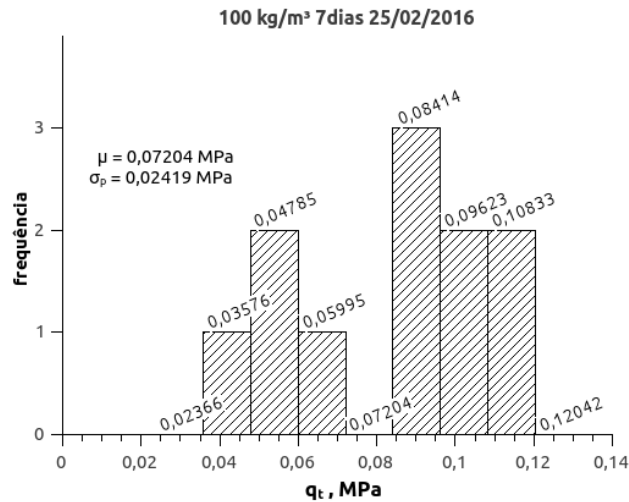
moldagem: 14/3 ruptura: 21/3 CP V ARI 200 kg/m ³ 7 dias	cp	diâmetros do cp mm			alturas do cp mm		massa g
	1	46,65	46,65	46,6	97,05	97,5	251,7
2	46,95	47,15	47,3	97,2	97,35	251,6	
3	47,3	47,35	47,3	97,1	97,15	251,7	
4	47,4	47,3	47,4	97,6	97,8	253,1	
5	47,2	47,05	47,05	97,05	97	251,1	
6	47,4	47,4	47,45	96,85	96,7	253,1	
7	47,35	47,3	47,35	96,85	96,7	254	
8	47,1	47	47,15	96,45	96,55	250,3	
9	47,25	47,3	47,35	96,8	96,95	252,6	

moldagem: 23/03 ruptura: 06/04 CP V ARI 100 kg/m ³ 14 dias	cp	diâmetros do cp mm			alturas do cp mm		massa g
	1	46,9	47,4	46,9	97,5	97,55	243,9
2	46,8	47	46,7	97,15	96,85	242,75	
3	47,15	46,6	46,9	97	96,85	240,2	
4	47,15	46,85	47,25	96,95	97,35	241,11	
5	46,95	46,5	47,1	96,8	96,6	245,41	
6	47,15	46,7	46,25	96,8	96,75	241,9	
7	47,1	47	46,3	96,6	96,5	240,1	
8	46,35	47,2	47,15	96,85	96,55	239,5	
9	47,15	47,15	47,15	97	96,9	240,1	

moldagem: 03/05 ruptura: 10/05 10/05/16 CP V ARI 100 kg/m ³ 7 dias	cp	diâmetros do cp mm			alturas do cp mm		massa g
	1	47,2	47,2	47,3	96,95	96,85	242,36
2	46,8	46,95	47,15	97,1	96,5	240,47	
3	47,3	47,4	47,5	97,15	97,15	240,37	
4	46,65	46,65	46,7	96,95	96,85	241,78	
5	46,7	46,75	46,8	96,85	96,55	242,48	
6	46,8	46,8	46,7	96,15	96,35	239,9	
7	47,15	47,15	47,25	97	96,8	241,77	
8	47,1	47,05	47,45	96,65	96,95	242,7	
9	46,6	46,75	46,7	97,3	97,15	241,68	

(fonte: elaborado pelo autor)

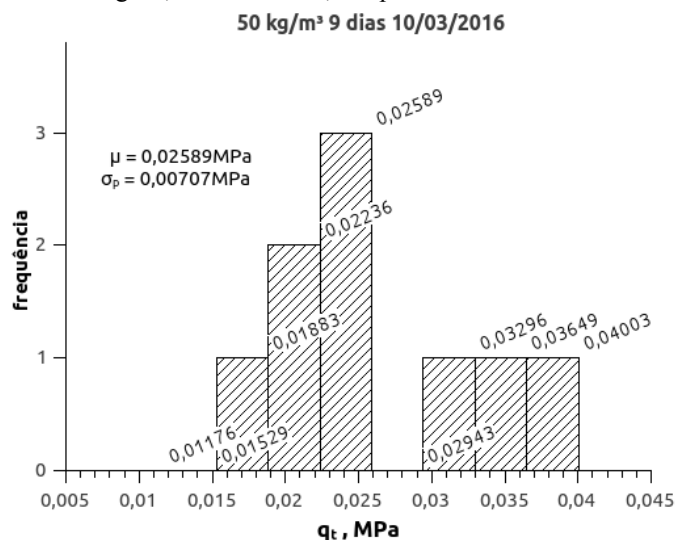
Figura 35 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 100 kg/m³, 7 dias de cura, e ruptura em 25/02/2016.



cp	leitura	Carga kN	D mm	H mm	qt MPa	qu MPa
1	60	0,324	46,94	97,95	0,04480	0,345
2	57	0,309	47,10	97,08	0,04305	0,331
3	70	0,371	46,85	97,43	0,05179	0,398
4	42	0,237	46,85	96,75	0,03335	0,257
5	110	0,562	46,99	96,28	0,07915	0,609
6	125	0,634	47,00	96,45	0,08906	0,685
7	112	0,572	47,11	97,03	0,07967	0,613
8	132,5	0,670	47,08	96,68	0,09372	0,721
9	142,5	0,718	47,03	96,60	0,10058	0,774
10	137,5	0,694	47,06	97,28	0,09650	0,742
11	115	0,586	46,95	98,13	0,08102	0,623
média		0,516	47,00	97,06	0,07204	0,554
desvio		0,173	0,091	0,596	0,02419	0,186

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 50 kg/m³, 9 dias de cura, e ruptura em 10/03/2016.

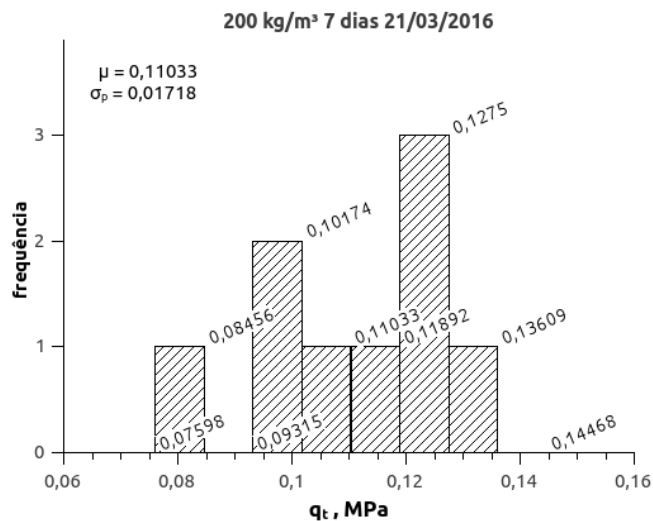


(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – continuação

cp	leitura	Carga kN	D mm	H mm	qt MPa	qu MPa
1	43	0,242	47,00	97,33	0,03372	0,259
2	40	0,228	47,08	97,38	0,03165	0,243
3	49	0,271	46,95	97,35	0,03774	0,290
4	31	0,185	47,25	97,15	0,02564	0,197
5	22	0,142	46,92	97,63	0,01972	0,152
6	22	0,142	47,22	97,53	0,01962	0,151
7	18	0,123	47,15	97,25	0,01705	0,131
8	30	0,180	47,27	97,58	0,02486	0,191
9	27	0,166	47,18	97,08	0,02304	0,177
	média	0,187	47,11	97,36	0,02589	0,199
	desvio	0,051	0,131	0,188	0,00707	0,054

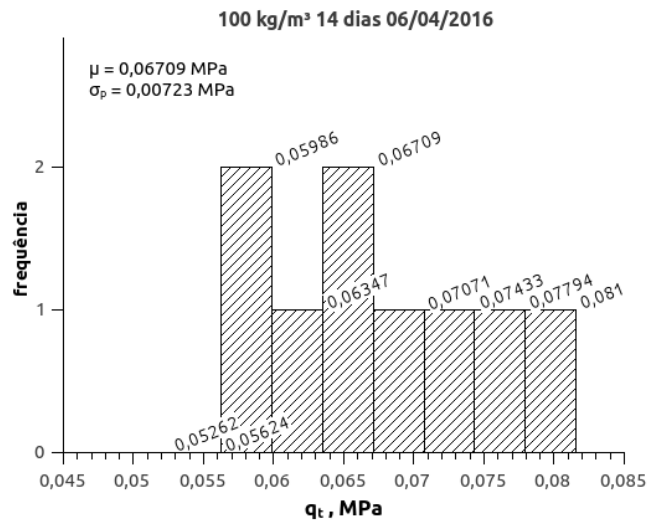
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 200 kg/m³, 7 dias de cura, e ruptura em 21/03/2016.

cp	leitura	Carga kN	D mm	H mm	qt MPa	qu MPa
1	140	0,706	46,63	97,28	0,09906	0,762
2	160	0,801	47,13	97,28	0,11128	0,856
3	175	0,873	47,32	97,13	0,12095	0,930
4	184	0,916	47,37	97,70	0,12602	0,969
5	111	0,567	47,10	97,03	0,07902	0,608
6	193	0,959	47,42	96,78	0,13306	1,024
7	173	0,864	47,33	96,78	0,12001	0,923
8	132	0,668	47,08	96,50	0,09354	0,720
9	158	0,792	47,30	96,88	0,11001	0,846
	média	0,794	47,19	97,04	0,11033	0,849
	desvio	0,127	0,241	0,356	0,01718	0,132

(fonte: elaborado pelo autor)

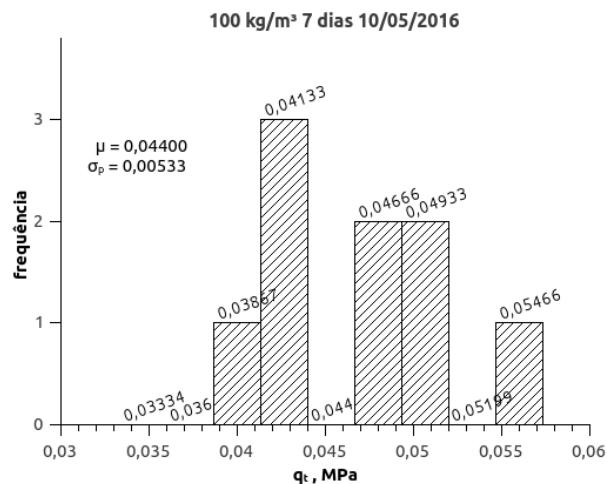
Figura 38 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 100 kg/m³, 14 dias de cura, e ruptura em 06/04/2016.



cp	leitura	Carga kN	D mm	H mm	qt MPa	qu MPa
1	79	0,414	47,07	97,53	0,05746	0,442
2	110	0,562	46,83	97,00	0,07882	0,606
3	104	0,534	46,88	96,93	0,07478	0,575
4	81	0,424	47,08	97,15	0,05899	0,454
5	99	0,510	46,85	96,70	0,07165	0,551
6	88	0,457	46,70	96,78	0,06442	0,496
7	91	0,472	46,80	96,55	0,06645	0,511
8	96	0,496	46,90	96,70	0,06956	0,535
9	85	0,443	47,15	96,95	0,06169	0,475
	média	0,479	46,92	96,92	0,06709	0,516
	desvio	0,050	0,149	0,292	0,00723	0,056

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Resultados de ensaios de compressão diametral para teor de cimento de 100 kg/m³, 7 dias de cura, e ruptura em 10/05/2016.



(fonte: elaborado pelo autor)

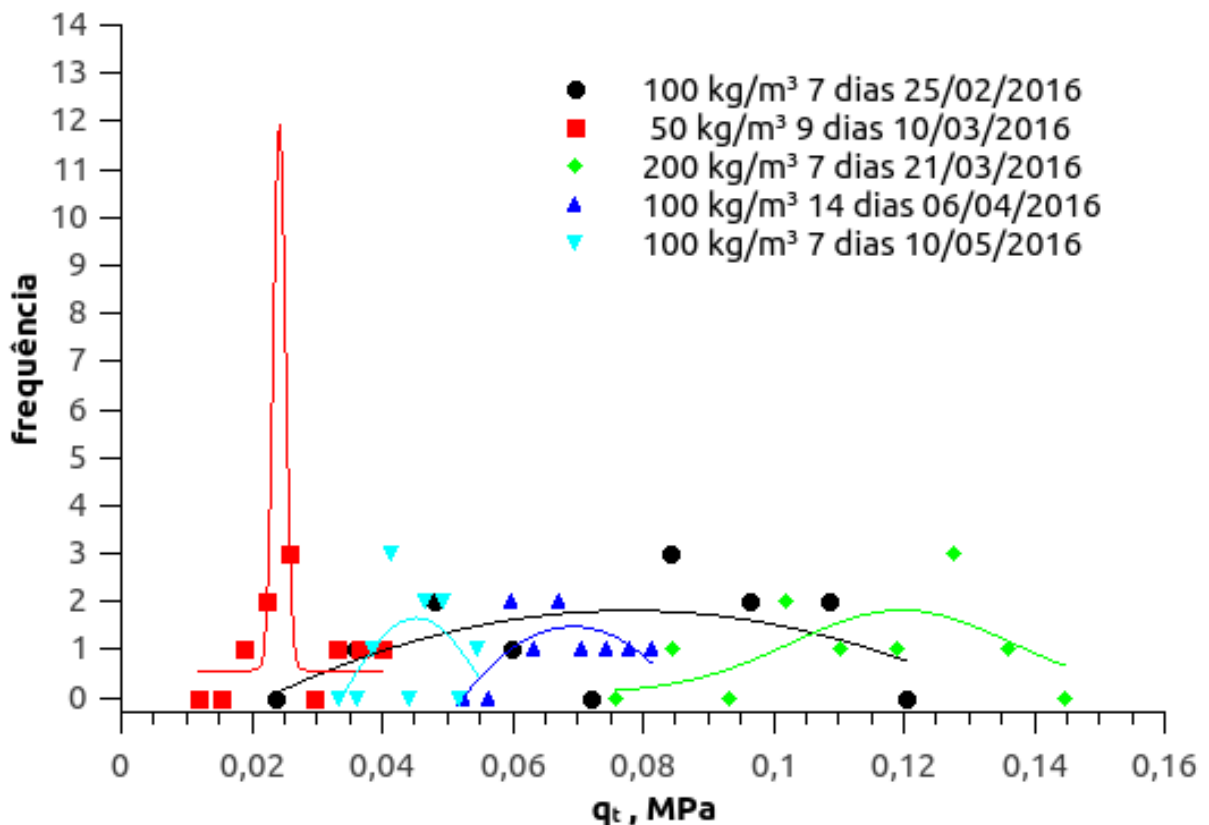
Figura 39 – continuação

cp	leitura	Carga kN	D mm	H mm	qt MPa	qu MPa
1	66	0,352	47,23	96,90	0,04899	0,377
2	51	0,280	46,97	96,80	0,03928	0,302
3	48	0,266	47,40	97,15	0,03680	0,283
4	61	0,328	46,67	96,90	0,04622	0,356
5	64	0,343	46,75	96,70	0,04825	0,371
6	52	0,285	46,77	96,25	0,04035	0,310
7	71	0,376	47,18	96,90	0,05236	0,403
8	59	0,319	47,20	96,80	0,04441	0,342
9	51	0,280	46,68	97,23	0,03934	0,303
	média	0,314	46,98	96,85	0,04400	0,338
	desvio	0,038	0,277	0,280	0,00533	0,041

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40 – Gráficos das Figuras 36 a 40 reunidos. As linhas coloridas representam curvas de Gauss ajustadas aos pontos de cada ensaio.

Frequência dos valores de q_t com respectivas curvas de Gauss ajustadas



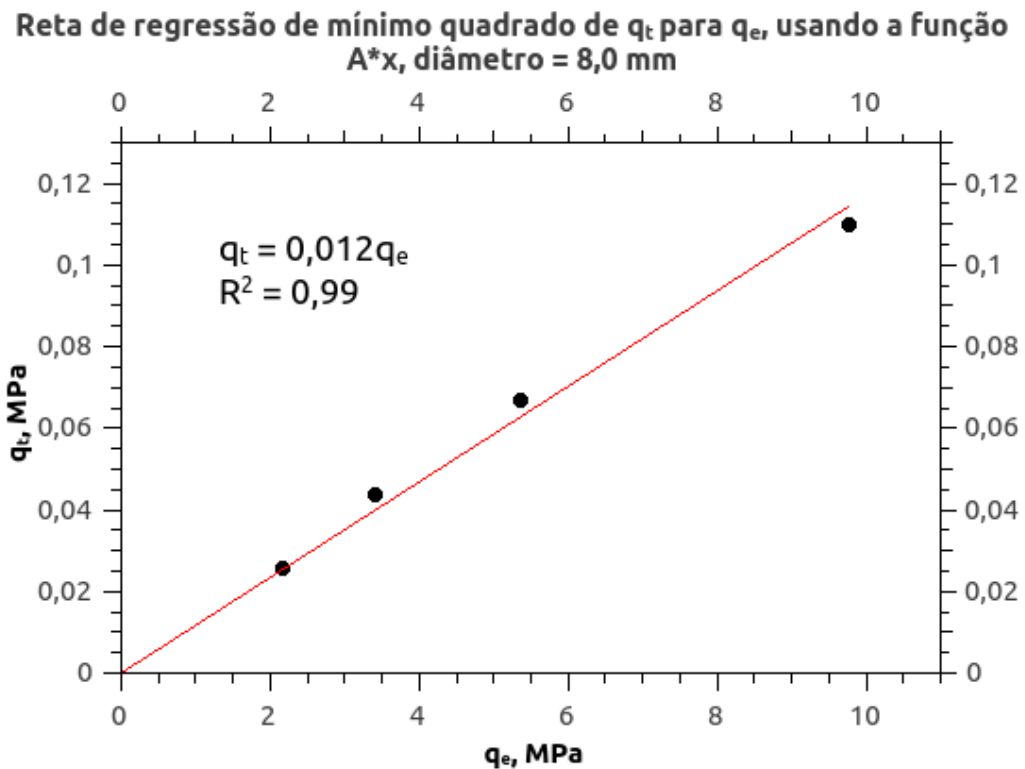
(fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 40 os gráficos das Figuras 35 a 39 foram plotados no mesmo plano. Admitindo uma distribuição normal, curvas de Gauss foram ajustadas aos pontos de cada ensaio. Pode-se observar que em alguns ensaios os valores estão mais concentrados na média. Em geral, para os ensaios com misturas de menor resistência os pontos se afastam menos da média. Nota-se que o ensaio preliminar (teor de cimento de 100 kg/m^3 , 7 dias de cura, em 25/02/2016) registrou pontos muito dispersos.

4.7 COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL COM OS ENSAIOS DOS PENETRÔMETROS DE BASE PLANA

Para os diâmetros de 8,0 mm, 11,3 mm e 16,0 mm, os valores médios de q_t e de q_e de cada um dos 4 ensaios foram comparados.

Figura 41 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para diâmetro = 8,0 mm.



(fonte: elaborado pelo autor)

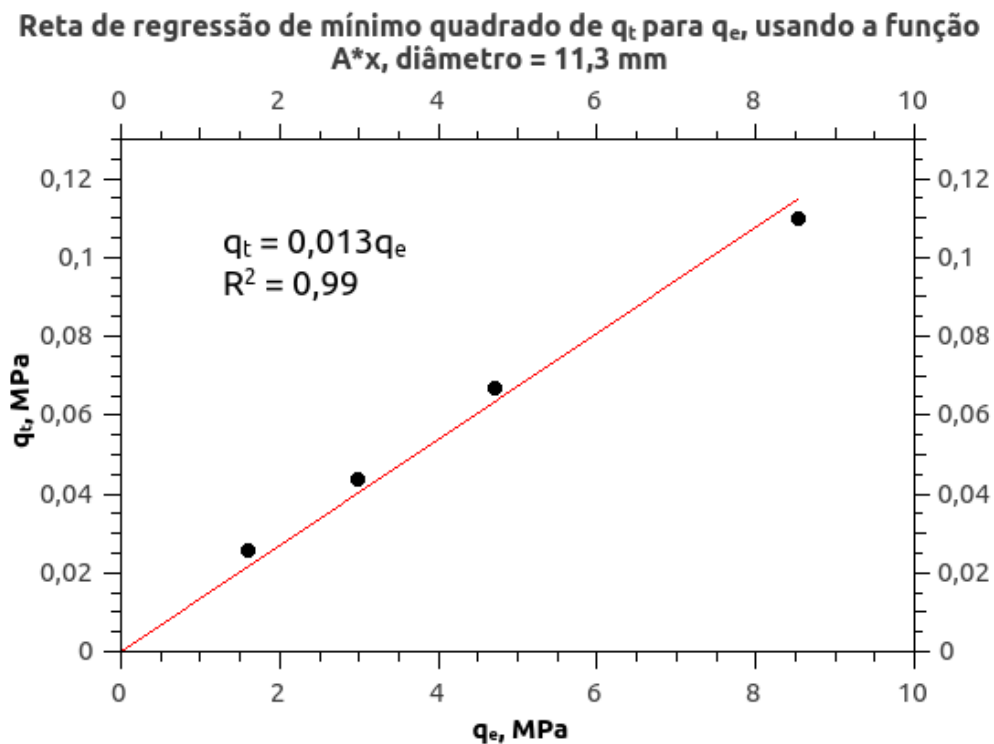
O ajuste de uma reta de regressão de mínimo quadrado de q_t para q_e em cada um destes diagramas de dispersão apresentou o coeficiente de determinação R^2 mais perto de 1 quando o ponto do ensaio preliminar foi desconsiderado. Como foi dito logo acima, no ensaio preliminar (teor de cimento de 100 kg/m^3 , 7 dias de cura, em 25/02/2016) q_t registrou pontos muito dispersos e, além disso, q_e teve somente uma repetição. As Figuras 41, 42 e 43 são um diagrama de dispersão para cada um destes 3 diâmetros, com q_t e q_e em MPa. Foi escolhida uma função do tipo $y=Ax$, de maneira que as retas de regressão passem pela origem.

A reta na Figuras 41 representa, portanto, o ajuste linear para o diâmetro de 8,0 mm, com a reta de regressão de mínimo quadrado de q_t para q_e representada pela Equação (8), e o respectivo coeficiente de determinação R^2 dado pela Equação (9).

$$q_t = 0,012 q_e \quad \text{Equação (8)}$$

$$R^2 = 0,99 \quad \text{Equação (9)}$$

Figura 42 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para diâmetro = 11,3 mm.



(fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 42 representa o ajuste linear para o diâmetro de 11,3 mm. A reta de regressão é dada pela Equação (10), e o coeficiente de determinação R^2 é dado pela Equação (11).

$$q_t = 0,013 q_e \quad \text{Equação (10)}$$

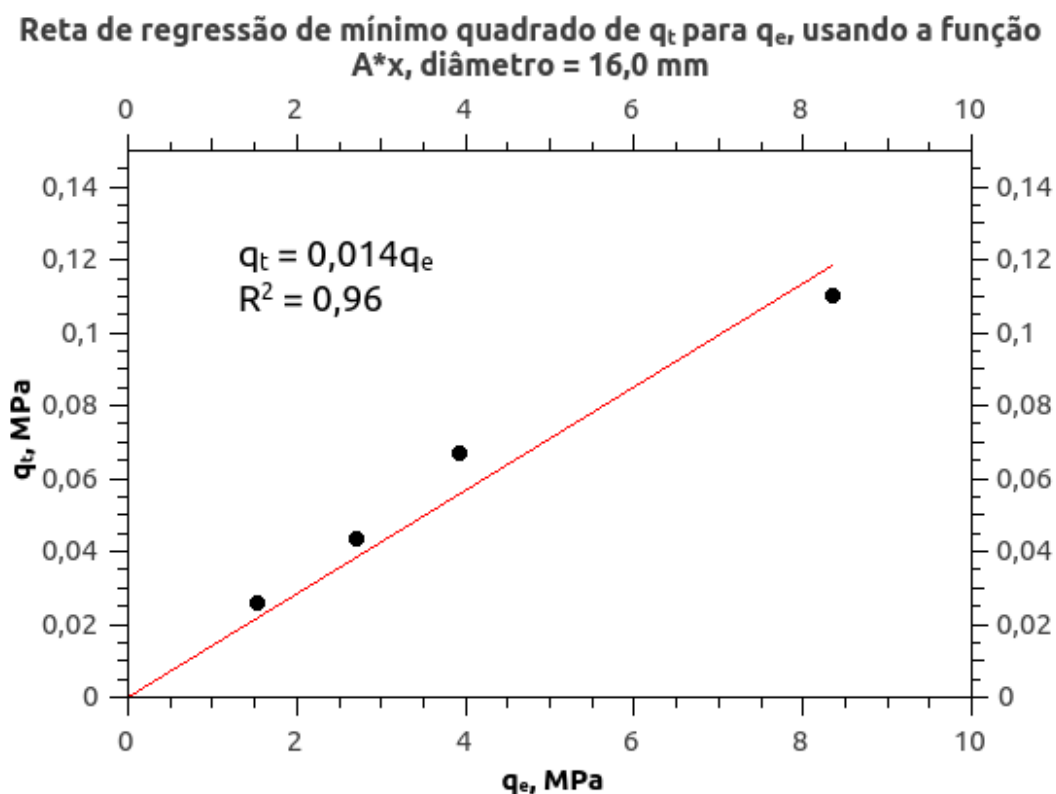
$$R^2 = 0,99 \quad \text{Equação (11)}$$

A Figura 43 representa o ajuste linear para o diâmetro de 16,0 mm. A Equação (12) é a reta de regressão, e o coeficiente de determinação R^2 é dado pela Equação (13).

$$q_t = 0,014 q_e \quad \text{Equação (12)}$$

$$R^2 = 0,96 \quad \text{Equação (13)}$$

Figura 43 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para diâmetro = 16,0 mm.



(fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 44 é um diagrama de dispersão incluindo os três diâmetros. A Equação (14) é a reta de regressão, e o coeficiente de determinação é dado pela Equação (15).

$$q_t = 0,013 q_e \quad \text{Equação (14)}$$

$$R^2 = 0,95 \quad \text{Equação (15)}$$

4.8 Conclusão

Tomando o coeficiente de determinação obtido com o ensaio do penetrômetro de 8,0 mm, dado pela Equação (9), podemos determinar os limites de confiança de 95 % desse coeficiente da maneira seguinte. Da teoria amostral da correlação, a Equação (16) fornece os limites de confiança de 95 % de μ_z , onde Z é denominada *transformação Z de Fisher* (SPIEGEL, 1971, p. 411).

$$Z \pm 1,96 \sigma_z = 1,1513 \log \left(\frac{1+R}{1-R} \right) \pm 1,96 \left(\frac{1}{\sqrt{N-3}} \right) = 2,8083 \pm 1,96 \quad \text{Equação (16)}$$

Como $R^2=0,99$ e $N=4$, μ_z tem o intervalo de confiança de 95 % de 0,8483 a 4,7683.

$$\mu_z = 1,1513 \log \left(\frac{1+\rho}{1-\rho} \right) = 0,6399 \quad \text{Equação (17)}$$

$$\mu_z = 1,1513 \log \left(\frac{1+\rho}{1-\rho} \right) = 4,5599 \quad \text{Equação (18)}$$

Resolvendo as Equações (17) e (18), os limites de confiança de 95 % para ρ são: 0,5648 e 0,9998. Os limites de confiança de 95 % para ρ^2 são 0,3190 e 0,9996, os quais não são ultrapassados pelos coeficientes de determinação dos demais diâmetros, dados pela Equação (11) e a Equação (13). Estes limites são muito amplos porque N é pequeno. Portanto não há diferença significativa entre os coeficientes de determinação, considerando o tamanho da amostra estudada.

De acordo com a diagrama de dispersão da Figura 44, considerando o três diâmetros, a reta de regressão é dada pela Equação (14). Os valores estimados $q_{t,est}$ calculados pela Equação (14) estão dados na Figura 45. A Equação (19) dá o erro padrão da estimativa $Sq_t \cdot q_e$. A Equação (20) fornece os limites de confiança de 95 % para o coeficiente de regressão da Equação (14), que é igual a 0,013, considerando uma distribuição de Student com $N-2$ graus de liberdade (SPIEGEL, 1971, p. 438). Sq_e é o desvio padrão dos valores de q_t da tabela da Figura 45.

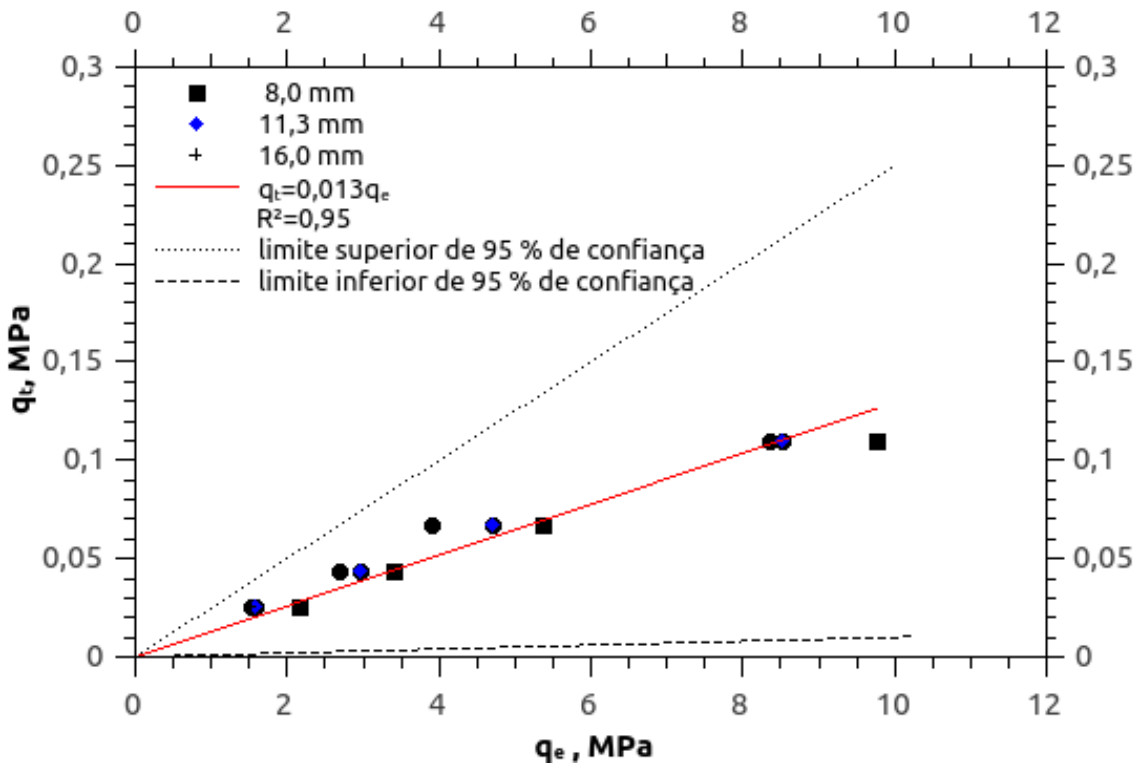
Fazendo $t = \pm t_{0,975} = \pm 2,23$, para $12 - 2 = 10$ graus de liberdade, se está 95 % confiante de que o coeficiente q_t/q_e está compreendido entre 0,001 e 0,025. Estes limites estão indicados pelas linhas tracejadas e pontilhadas na Figura 44. A inclinação da reta de regressão do trabalho de Consoli et al. (2015), dada pela Equação (1) e Figura 4 no presente trabalho, foi de 0,02, o que está dentro dos limites de confiança de 95 % aqui encontrados.

$$S_{q_t \cdot q_e} = \sqrt{\frac{\sum (q_t - q_{t, est})^2}{N}} = 0,048 \dots\dots\dots \text{Equação (19)}$$

$$0,013 \pm \frac{t}{\sqrt{N-2}} \left(\frac{S_{q_t \cdot q_e}}{S_{q_e}} \right) = 0,013 \pm \frac{2,23}{\sqrt{12-2}} \left(\frac{0,048}{2,85} \right) = 0,013 \pm 0,01197 \dots\dots\dots \text{Equação (20)}$$

Figura 44 – Comparação dos ensaios de compressão diametral com os ensaios dos penetrômetros de base plana, para todos os diâmetros.

Reta de regressão de mínimo quadrado de q_t para q_e , usando a função $A \cdot x$, para todos os diâmetros



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 45 – Tabela para o cálculo do erro padrão da estimativa $S_{q_t \cdot q_e}$. As duas primeiras linhas são as ordenadas e abscissas da Figura 44. A terceira linha são os valores estimados $q_{t,est}$ calculados pela Equação (14).

q_e	2,157	9,763	5,358	3,393	1,590	8,515	4,703	2,972	1,514	8,343	3,907	2,694
q_t	0,026	0,110	0,067	0,044	0,026	0,110	0,067	0,044	0,026	0,110	0,067	0,044
$q_{t,est}$	0,028	0,127	0,070	0,044	0,021	0,111	0,061	0,039	0,020	0,108	0,051	0,035
$q_t - q_{t,est}$	-0,002	-0,017	-0,003	0,000	0,005	0,000	0,006	0,005	0,006	0,002	0,016	0,009

(fonte: elaborado pelo autor)

O coeficiente de determinação é muito próximo de 1 para os três diâmetros testados. Para o solo testado, melhorado com ligantes cimentícios, não há um diâmetro mínimo, entre os três diâmetros testados, para o qual seja melhor a correlação do ensaio do penetrômetro de base plana com o ensaio de compressão diametral. Tampouco é justificado afirmar que algum diâmetro possa ser o padrão. A correlação é forte para os três diâmetros testados. Entretanto, diâmetros muito maiores do que 16,0 mm não seriam práticos em ensaios manuais (como foram sugeridos na parte 4.2 do presente trabalho), devido ao limite da força capaz de ser aplicada pelo operador.

REFERÊNCIAS

- ALLU FINLAND OY. Allu Stabilization System, Pennala, Finland, 2015. Apresenta exemplos de aplicações de estabilização profunda realizados pela empresa finlandesa. Disponível em <<http://www.allu.net/products/stabilisation-system>> Acesso em: 16 nov. 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: argamassas e concretos - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1983.
- BARRON, R.; KRAMER, C.; HERLACHE, W.A.; WRIGHT, J.; FUNG, H.; LIU, C. Cement Deep Soil Mixing Remediation of Sunset North Basin Dam. In: Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials: Dam Safety 2006, 2006, Boston. **Proceedings**...Boston: Curran Associates, 2006, p. 181-199.
- CONSOLI, N. C.; WINTER, D.; RILHO, A. S.; FESTUGATO, L.; TEIXEIRA, B. dos S. A Testing Procedure for Predicting Strength in Artificially Cemented Soft Soils. **Engineering Geology**, v. 195, p. 327-334, June 2015. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795215002008>>. Acesso em: 25 jun. 2015.
- CONSOLI, N. C.; BELLAVER CORTE, M.; FESTUGATO, L. Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil-lime mixtures. **Geosynthetics International**, 19, No. 5, p. 409-414, 2012.
- EUROPEAN COMMISSION. Ministry of Transport Public Works Water Management. Industrial and Materials Technologies Programme (Rite-EuRam III). **EuroSoilStab**: development of design and construction methods to stabilize soft organic soils for the construction of rail, road and other infrastructure. Brussels, 2002. Design Guide Soft Soil Stabilization CT97-0351 Project n.: BE 96-3177. Disponível em: <spsi-sro.ru/files/stab.pdf>. Acesso em: 13 abr. 2015.
- FILZ, G; P.E.; ADAMS, T.; NAVIN, M.; TEMPLETON, A.E. Design of Deep Mixing for Support of Levees and Floodwalls. In: International Conference on Grouting and Deep Mixing, 4th, 2012, New Orleans. **Proceedings**...New Orleans: American Society of Civil Engineers, 2012, p. 89-133.
- JANZ, M.; JOHANSSON, S-E. **The Function of Different Binding Agents in Deep Stabilization**. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, 2002. Swedish Deep Stabilization Research Centre Report 9. Disponível em: <<http://www.swedgeo.se/sd/publi.asp>>. Acesso em: 15 maio 2015.
- JURY, W. A.; HORTON, R. **Soil physics**. 6th ed. New York: John Wiley, c2004.
- LARSSON, S. **Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing**. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, 2003. Swedish Deep Stabilization Research Centre Report 12. Disponível em: <<http://www.swedgeo.se/sd/publi.asp>>. Acesso em: 15 maio 2015.

MITCHELL, J. K. Soil improvement: state-of-the-art report. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10th, 1981, Stockholm, Sweden. **Proceedings...**Rotterdam: A.A. Balkema, v.4, 1981, p. 509–565.

SPIEGEL, M. R. **Estatística**. (1967). Trad. Pedro Cosentino. 2.^a reimpressão. Rio de Janeiro: McGraw Hill, 1971.

TERASHI, M. The State of Practice in Deep Mixing Methods. In: International Conference on Grouting and Ground Treatment, 3rd, 2003, New Orleans. **Proceedings...** New Orleans: L.F. Johnsen, D.A. Bruce and M.J. Byle eds., ASCE Geotechnical Special Publication n.120, v. 2, 2003, p. 25-49.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Federal Highway Administration. **Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support**. Washington, DC, 2013. Report No: FHWA-HRT-13-046. Disponível em:
<<http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/bridge/13046/13046.pdf>> Acesso em 16 nov 2015.