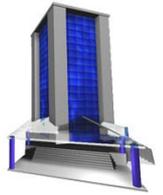




Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

Departamento de Engenharia de Materiais e Construção



Monografia

VIBROSUBSTITUIÇÃO COM COLUNAS DE BRITA EM SOLOS ARGILOSOS E MUITO MOLE

Autor: Zenildo Ramiro de Mello

Orientador: Prof. Adriano de Paula e Silva

fevereiro/2016

AUTOR: Zenildo Ramiro de Mello

**VIBROSUBSTITUIÇÃO COM COLUNAS DE BRITA EM SOLOS ARGILOSOS
E MUITO MOLE**

Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil

da Escola de Engenharia UFMG

Ênfase: Tecnologia e produtividade das construções

Orientador: Prof. Adriano de Paula e Silva

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2016

A minha família pelo apoio, carinho e dedicação.

Dedico esta especialização a minha família

Em especial ao amor de Luciene, e das minhas

Preciosidades Gaby e Sophia.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que de alguma forma, contribuíram para a realização desse trabalho

- Acima de tudo agradeço a Deus, por tudo que já recebi até hoje, pelas graças alcançadas, pela família, pela educação que tive dos meus pais, pelo trabalho, pelos amigos, pelo prazer de viver.
- A minha família, minha esposa e minhas filhas, que se privaram da minha presença. Quando tive que me dedicar ao aprimoramento da minha profissão.
- A empresa para a qual eu trabalho (Karapito Engenharia) e ao seu Diretor (Eng.Luiz Claudio), pelo apoio e a liberação para que eu pudesse participar da pós nos horários de expediente da Empresa.
- A Arcelormittal pela oportunidade que nos ofereceu junto a UFMG, para que pudéssemos aprimorar nossos conhecimentos.
- Ao Engenheiro Leonardo Pires da Keller-Brasil, pelas informações o recebimento em sua obra, o que foi importante para elaboração desse trabalho.

SUMÁRIO

1.0 INTRODUÇÃO	01
2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	02
2.1 ORIGEM DOS SOLOS	02
2.2 <i>Mecânica dos solos na Engenharia Civil</i>	04
2.3 <i>Capacidade de carga dos solos</i>	06
2.4 <i>Atividades das Argilas</i>	11
2.5 <i>Classificação dos solos de granulação finos</i>	12
2.6 <i>Solo coesivo</i>	15
2.7 <i>Ensaio mais difundidos para ensaios de brita</i>	16
2.8 <i>Ensaio de palheta</i>	16
2.9 <i>Resistência não drenada</i>	18
2.10 <i>Correção do ensaio de palheta</i>	19
2.11 <i>Ensaio piezocone</i>	20
2.12 <i>Correção de resistência de ponta</i>	22
2.13 <i>Classificação preliminar dos solos</i>	23
2.14 <i>Resistencia não drenada S_u</i>	24
2.15 <i>História de tensões</i>	27
2.16 <i>Coeficiente de adensamento do solo</i>	28
2.17 <i>Colunas de sustentação com materiais granulares</i>	32

2.18	<i>colunas de brita</i>	33
2.19	<i>Método construtivo – colunas</i>	33
2.20	<i>Aplicação de colunas de brita</i>	39
2.21	<i>Características dos materiais</i>	40
2.22	<i>Material granular de enchimento para colunas</i>	41
2.23	<i>História das colunas de brita</i>	43
2.24	<i>Colunas de brita e sua interface com o solo</i>	44
2.25	<i>Coeficiente de substituição (CS)</i>	46
2.26	<i>Concentração de tensão</i>	47
2.27	<i>Mecanismo de rotura</i>	50
2.28	<i>Método de capacidade de carga semi-impírico</i>	54
2.29	<i>Método de capacidade de carga empírico de Thorburn</i>	57
2.30	<i>Assentamento de solos tratados</i>	58
2.31	<i>Método Greenwoods (1970)</i>	59
2.32	<i>Método Simplificado de Aboshi et AL</i>	59
2.33	<i>Método de Pulko e majoes (2005)</i>	61
3.0	<i>OBRAS REALISADAS COM COLUNAS DE BRITA</i>	62
3.1	<i>Superporto Suldeste (compainha do Atlântico)</i>	62
3.2	<i>Armazéns Solvay-póvoa de Santa Iria, Portugal</i>	64
3.3	<i>Linha Sul-Viadulto de Avalade do Sado, Portugal</i>	66

3.4 Estudo de casos Av. Salvador Allende (Via Olímpica), Rio de Janeiro.....	67
3.5 Equipamentos	69
4.0 CONCLUSÃO	71
5.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.0: Fundações superficiais ou direta	07
Fig.2.1: Fundações profundas.....	08
Fig. 2.2: Critério de ruptura	09
Fig. 2.3: Critério de ruptura de Terzaghi.....	10
Fig. 2.4: Solo arrastando a fundação	11
Fig.2.5: Carta de plasticidade.....	13
Fig. 2.6: Equipamento de palheta.....	17
Fig. 2.7: Torque x rotação da palheta.....	19
Fig.2.8: Fator de correção S_u	20
Fig. 2.9: Sonda piezocone.....	22
Fig. 2.10: Estatigrafia	23
Fig. 2.11: Ensaio de piezocone (Robertson – 1990).....	24
Fig. 2.12: Ábaco (Robertson – 1990)	26
Fig. 2.13: dissipação da poropressão.....	30

Fig. 2.14: Ábaco de C_h aparti do t_{50} (Robertson et al., 1992)	31
Fig. 2.15: Método tradicional de colunas de brita (Domingues, 2006)	34
Fig. 2.16: Método “Compezer” de exec. de col. de areia (Bergado et al., 1991).....	36
Fig. 2.17: Coluna de com trado contínuo.....	37
Fig.2.18 Etapas construtivas de colunas de brita	39
Fig.2.19 Fusos granulométricos proposto (FHWA, 1983).....	42
Fig.2.20 Relação entre o diâmetro das colunas e a resistência não drenada.....	42
Fig.2.21 Primeiros equipamentos de vibrocompactação	43
Fig.2.22 conceitos de célula unitária (adaptado de Castro 2008)	45
Fig.2.23 – Áreas e raios de influência para diferentes tipos de malhas	46
Fig.2.24 Modelo de distribuição de tensões	47
Fig.2.25 Isócronas do excesso de pressão neutra	49
Fig.2.26 Tensões atuantes numa estaca rígida e numa coluna de brita.....	51
Fig.2.27 Relação entre o parâmetro λ e E_u / c_u	55
Fig.2.28 Previsão da carga admissível no topo e diâmetro eficaz de uma coluna de brita em função da resit. não drenada do solo (segundo Thorburn. 1975)	58
Fig.2.29 Diagrama de redução de assentamento.....	59
Fig.2.30 Efeito da razão dos módulos E_c/E_s no valor de β (1/FRR) (Pulko e Majes 2005).....	61
Fig.2.31-A Complexo ind. thissenkrupp.....	62
Fig.2.31-B Complexo ind. thissenkrupp.....	63

Fig.2.32 Armazens Solvay – Póvoa, Portugal	64
Fig.2.33 Armazens Solvay – Póvoa, Portugal	65
Fig.2.34 Viaduto de Alvalade do Sado, Portugal	66
Fig.2.35 Via Olimpica , Rio de Janeiro	67
Fig.2.36 Via Olimpica , Rio de Janeiro	68
Fig.2.37 Equipamentos	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.0: Esquema p/ classif. pelo sistema unificado.....	14
Tabela 2.1: características das argilas	21
Tabela 2.2: Valores típicos Nkt para solos Brasileiros	27
Tabela 2.3: Poropressão.....	29
Tabela 2.4: Área de influência p/ tipos diferentes de malhas	47

LISTA DE NOTAÇÕES, ABREVIATURAS

A = área de influência da coluna

A_{col} = área da coluna granular

a_s = coeficiente de substituição

A_{sol} = área do solo circundante a coluna

A_n e A_t = áreas de ponta do cone

C = argila

c_h = coeficiente de adensamento para drenagem (fluxo) horizontal

CS = coeficiente de substituição

CPT_U = ensaio de cone e piezocone, respectivamente

c_v = coeficiente de adensamento para drenagem (fluxo) vertical.

CU = ensaio triaxial adensado com ruptura não drenada (consolidated undrained)

C_u = resistência não drenada

d_e = diâmetro externo da sonda do piezocone

d_1 = diâmetro interno da sonda do piezocone

d_2 = diâmetro externo da sonda do piezocone

FC = fator de concentração de tensão

F_s = fator de segurança

FRA = fator de redução dos assentamentos

f_s = resistência lateral do cone

H = compressibilidade alta

I_r = índice de rigidez do solo (= G/S_u)

IP = índice de plasticidade

K = coeficiente de permeabilidade

kPa = poropressão

L = comprimento da coluna de brita

L = compressibilidade baixa

LL = limite de liquidez

M = site

m_v = módulo de determinação volumétrica

n = fator de melhoramento

na = normalmente adensado

N_{kt} = fator empírico de cone em terrenos de resistência de ponta

$N_{\Delta u}$ = fator empírico de cone em terrenos de poropressão

O = solo orgânico

OCR = razão de sobreadensamento (Overconsolidation ratio)

Pr = pressão de ruptura

Pt = turfa

q = carga vertical uniforme

Qadm = carga admissível

qc = resistência de ponta medida no ensaio de cone

Qr = carga máxima

Qseg = carga de segurança

qt = resistência de ponta corrigida do ensaio piezocone

Qt = resistência de ponta líquida (ensaio de piezocone) normalizada pela tensão total

rc = raio da coluna de brita

re = raio da área de influência

S = espaçamento entre o centro da coluna

Su = resistência não drenada da argila

T = tensão de cisalhamento

T* = fator tempo (ensaio de dissipação de piezocone)

T_r = Resistencia ao cisalhamento

t_{50} = tempo necessário para dissipar 50% da poropressão

γ_h = peso específico solo saturado

U = poropressão

U_0 = poropressão hidrostática inicial em determinada profundidade

U_1 = poropressão medida na face do cone em determinada profundidade

U_2 = poropressão medida na base do cone em determinada profundidade

$U_{50\%}$ = poropressão correspondente a porcentagem de adensamento igual a 50%

σ_h = tensão horizontal

σ_v = tensão vertical

σ_{vo} = tensão vertical total inicial in situ

$\sigma_{v,l}$ = tensão ao longo do comprimento

$\sigma_{v,p}$ = tensão de ponta

σ_r = tensão radial

$\sigma_{r,0}$ = tensão radial na situação de ruptura

λ = declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga no referencial v-inp

β = razão entre a tensão na coluna e a tensão total aplicada na superfície $\sigma_{r,0}$

RESUMO

O presente trabalho apresenta a tecnologia de colunas de brita, que é um sistema de reforço de solos onde na maioria das vezes esses solos apresentam características de baixa resistência (solos coesivos). Inicialmente são apresentadas algumas características desse tipo de solo com base na literatura técnica da área de mecânica dos solos e também os principais tipos ensaios utilizados para essa tecnologia. São também apresentados os principais métodos de construção de colunas granulares, com ênfase nas colunas de brita e uma pequena introdução a história das colunas de brita. Posteriormente, são apresentadas algumas teorias para análise do comportamento do solo com colunas de brita. Finalmente, são apresentados estudos de caso, relativos a algumas obras, que se utilizaram dessa tecnologia, no Brasil e em Portugal.

Palavra chave: colunas de brita; vibrosubstituição; solos compressíveis moles e muito moles.

ABSTRACT

This paper presents the stone columns technology, which is a soil reinforcement system that in most cases these soils have low resistance characteristics (cohesive soils). Initially it will be presented some characteristics of this type of soil based on soil mechanics, also the main types tests used for this technology. With presentation of the main methods of construction granular columns, with an emphasis on stone columns and a small introduction to the history of stone columns.

It presented some theories to soil behavior analysis with stone columns. And it finished the job with the presentation of some works that use this technology. Here in Brazil and Portugal.

Keyword: stone columns; vibrosubstituição; soft and very soft compressible soils.

1. INTRODUÇÃO

A crescente procura por espaço nos grandes centros urbanos, principalmente em cidades litorâneas ao longo da costa brasileira. Podemos destacar a cidade do Rio de Janeiro, que possui uma área com expansão imobiliária na zona oeste, (Barra da Tijuca, Recreio dos Bandeirantes, Vargem Grande, Pedra de Guaratiba, Ilha de Guaratiba, Barra de Guaratiba e etc.), são áreas onde se encontram grande quantidade de solos moles muito moles argilosos e compressíveis. Dai a necessidade do uso de varias técnicas para melhoramento da capacidade de absorção de carga desse tipo de solo. Tendo o controle do recalque ou da estabilidade.

Podemos citar algumas técnicas viáveis e inviáveis, uma técnica inviável, principalmente em grandes extensões é a retirada dessa camada de solo mole para substituição por solo de melhor desempenho outra seria a aplicação de drenos verticais em etapas e com sobre cargas temporárias, a baixa permeabilidade do solo argiloso gera um período longo de espera para que se aconteça o adensamento, podendo elevar o período construtivo inviabilizando essa técnica. Deste modo podemos citar a coluna de britas como um elemento viável de elevado coeficiente permeável, por ser um elemento linear composto de estrutura granular tendo no processo um ganho considerável de tempo de entrega da obra com redução significativa do recalque, transferindo a maior parte das cargas atuante de aterros construídos sobre colunas de brita para camadas inferiores de resistências comprovadas através de sondagem.

O presente trabalho busca uma análise sobre a vibrosubstituição com colunas de brita. A técnica usada para melhoramento de solos moles com uso de vibrador profundo pode ser a seco utilizando ar comprimido ou com utilização de água, com injeção de brita na ponta do vibrador com detalhamento dos princípios e técnicas envolvidas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A falta de espaço nos grandes centros urbanos levou o homem ao uso de nova técnica de melhoramento de solos coesivos que é o principal cenário para aplicação das colunas de brita, com a utilização de alguns métodos de dimensionamento, que requer estudos sobre a mecânica dos solos coesivos, que apresentam certas características de resistência e deformabilidade. E o comportamento de transferência de carga do aterro para o solo e colunas de brita.

São obras que atuam nas novas fronteiras de uso do solo. Essas novas fronteiras possuem na sua maioria das vezes áreas negligenciadas, pela dificuldade de construção em solos muito mole e compressível.

Esse tipo de solo possui um alto coeficiente de permeabilidade e baixa resistência, pois são altamente compressíveis os métodos convencionais de construção de aterros sobre esse tipo de solo que geram grandes deformações. A necessidade de redução dos recalques e no tempo de entrega da obra levou ao uso de elementos lineares com grande coeficiente de permeabilidade, elevada rigidez. Assim o trabalho se calca no uso dessa técnica de colunas granulares

2.1 Origem dos solos

A palavra solo está ligada a Engenharia Geotécnica para designar o material granular que cobre 30% da superfície da Terra. O solo que é empregado na agronomia considera apenas uma pequena espessura que pode conter matéria orgânica. No contexto geotécnico, o solo pode ser definido como material resultante da desagregação das rochas representando um índice de vazios maior que a rocha que originou. Tendo na sua constituição um conjunto de partículas sólidas, água e gases. É a fase sólida que irá caracterizar o solo e está pode variar em sua forma e tamanho. As demais fases (líquida e gasosa) correspondem a porosidade do solo.

A origem dos solos está ligada a decomposição que ocorre nas rochas presentes na superfície terrestre. Essa decomposição é resultante da ação de agentes físicos, químicos e biológicos. Esses agentes podem ocorrer simultaneamente na natureza e acabam por se complementarem no processo de formação das rochas. Isso fica demonstrado quando analisamos o efeito da temperatura e da água nas rochas. A variação climática tem influência nas rachaduras das rochas proporcionando a penetração de água atacando quimicamente os minerais. Também ocorre o congelamento da água nas trincas leva ao fissuramento da rocha devido às tensões geradas. MACHADO (2002) pode destacar que os processos de intemperismo físico reduzem o tamanho das partículas, aumentado sua área de superfície e facilitando o trabalho do intemperismo químico. Os processos químicos e biológicos podem causar a completa alteração física da rocha e alterar suas propriedades químicas.

O intemperismo físico não altera a composição química da rocha. Os principais tipos são: as variações de temperatura, o repuxo coloidal, ciclos gelo/desgelo e alívio de pressões em maciços rochosos.

O intemperismo químico provoca alterações na estrutura química das rochas. A hidrólise, hidratação é responsável pela expansão da rocha e a sua carbonatação é exemplo clássico de intemperismo químico.

O intemperismo biológico é resultante da ação de esforços mecânicos induzidos por raízes de vegetais, escavação de roedores e a ação humana. PINTO (2000) enfatiza que o conjunto desses processos ocorre mais frequente em climas quentes e que, conseqüentemente, os solos serão misturas de partículas pequenas que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química.

Analisando a formação dos solos face à intemperismo, verificamos que os solos resultantes de intemperismo físico irão apresentar composição química semelhante à da rocha que lhes originou. Portanto o intemperismo

químico irá formar solos mais profundos e mais finos do que os solos formados onde há predominância de intemperismo físico.

2.2 Mecânica dos solos na engenharia civil

As obras de Engenharia Civil têm os seus suportes ancorados no solo dependendo inevitavelmente do seu comportamento quando as tensões são aplicadas. A Mecânica dos solos é que estuda esse comportamento dos solos, nos casos, como nas fundações, ou aliviada, em escavações, ou aparente o escoamento de água nos seus vazios, constitui uma ciência de Engenharia, na qual o engenheiro civil se baseia para desenvolver seus projetos. Este ramo da engenharia é chamado de Engenharia Geotécnica ou Engenharia de Solos, costuma empolgar os seus praticantes pela diversidade de suas atividades, pelas peculiaridades que o material apresenta em cada local e pela engenhosidade frequentemente requerida para a solução de problemas reais.

Podemos citar grandes trabalhos sobre o comportamento dos solos que foram desenvolvidos nos séculos passados, como os clássicos de Coulomb, 1773; Darcy, 1856; Rankine, 1856. Mas com acúmulo de insucessos em obras de Engenharia Civil no início do século XX, dos quais se destacam as rupturas do Canal do Panamá e o rompimento de grandes taludes em estradas e canais construídos na Europa e nos Estados Unidos, mostrou a necessidade de revisão dos processos de cálculo. Como apontou Terzaghi em 1936, ficou claro que não se podem aplicar aos solos leis teóricas de uso corrente em projetos que envolvem materiais mais bem definidos, como o concreto e o aço. Não era suficiente determinar em laboratório parâmetros de resistência e deformação em amostra de solo e aplica-los a modelos teóricos adequados aqueles materiais.

O conhecimento do comportamento desse material, disposto pela natureza em depósitos heterogêneos e de comportamento muito complicado para tratamentos teóricos rigorosos, deve-se em grande parte aos trabalhos de Karl Terzaghi, engenheiro civil de grande experiência, sólido preparo científico e

apurado espírito de investigação, reconhecido como o fundador da Mecânica dos Solos. Seus trabalhos, por identificação do papel das pressões na água no estudo das tensões nos solos e a apresentação da solução matemática para evolução dos recalques das argilas com o tempo após o carregamento, são reconhecidos como o marco inicial dessa nova ciência de engenharia.

Apesar de seu nome, hoje empregado internacionalmente, a Mecânica dos Solos não se restringe ao conhecimento das propriedades dos solos que a Mecânica pode esclarecer. A Química e a física coloidal, importante para esclarecer aspectos do comportamento dos solos para tratamento correto dos problemas de fundações.

A Engenharia Geotécnica é uma ciência que se aprimora com a observação e análise do comportamento das obras de engenharia, para o que é imprescindível observa as características dos solos com base no entendimento dos mecanismos de comportamento, que constituem a essência da Mecânica dos Solos.

Os solos são compostos por partículas com água e ar nos espaços intermediários. As partículas de uma maneira geral, encontram-se livres para deslocar-se entre si. Em alguns casos, uma pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente baixo do que nos cristais de uma rocha ou metal, ou nos agregados de um concreto. O comportamento dos solos depende do movimento das partículas sólidas idealizados na Mecânica dos Sólidos Deformáveis, na qual se fundamenta a Mecânica das estruturas, de uso corrente na Engenharia Civil. Mais que qualquer dos materiais tradicionalmente considerados nas estruturas, o solo diverge, no seu comportamento, do modelo de um sólido deformável. A mecânica dos solos poderia ser adequadamente incluída na Mecânica dos sistemas particulados (Lambe e Whitman, 1969).

Mecânica dos Sólidos Deformáveis tem soluções aplicáveis para a representação do comportamento de maciços de solo, pela sua simplicidade e

comprovação aproximada de seus resultados com o comportamento real dos solos, quando verificada experimentalmente em obras de engenharia. Em varias situações, entretanto, o comportamento do solo só pode ser entendido pela consideração das forças transmitidas diretamente nos contatos entre as partículas, embora essas forças não sejam utilizadas em cálculos e modelos. Não é raro, por exemplo, que partículas do solo se quebrem quando este é solicitado, alterando-o, com conseqüente influência no seu desempenho.

2.3 Capacidade de carga dos solos

Superficiais são aquelas em que a profundidade de assentamento da fundação no solo é menor ou igual à sua largura. Outro tipo de fundação, chamada profunda, possui o comprimento maior que sua largura (figura 2.0). Fundações Superficiais ou Diretas Fundações Profundas Figura 2.1 - Principais tipos de fundações. Superficiais: bloco, sapata, viga e radie Profundas: estacas metálicas, pré-moldadas, **moldadas “in situ”**, escavadas - tubulões. Ressalta-se que na determinação da capacidade de carga devem-se considerar duas condições fundamentais de comportamento (ou restrições): ruptura e deformação. Definição mais especifica sobre “capacidade de carga” aplicável tanto às fundações superficiais quanto às profundas são ilustradas na figura 2.3 (172 Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia Prof. M. Marangon Mecânica dos Solos II CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS). Capacidade de carga de ruptura (ou limite) – Q_r : é a carga limite (ou máxima) a partir da qual a fundação provoca a ruptura do terreno e se desloca sensivelmente (ruptura frágil ou “generalizada”), ou se desloca excessivamente (ruptura plástica ou “localizada”), o que pode provocar a ruína das estruturas. Capacidade de carga de segurança à ruptura – Q_{seg} : é a maior carga (transmitida pela fundação) a que o terreno resiste, com segurança, à ruptura, independentemente das deformações que possam ocorrer. $FS = \frac{Q_r}{Q_{seg}}$, sendo FS o fator de segurança à ruptura. Capacidade de carga admissível – Q_{adm} : é a maior carga transmitida pela fundação que o terreno admite, em qualquer caso, com adequada segurança à

ruptura e sofrendo deformações compatíveis com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos da fundação. Deve-se ter, portanto: $Q_{adm} \leq Q_{seg}$. (Marangon, 2007).

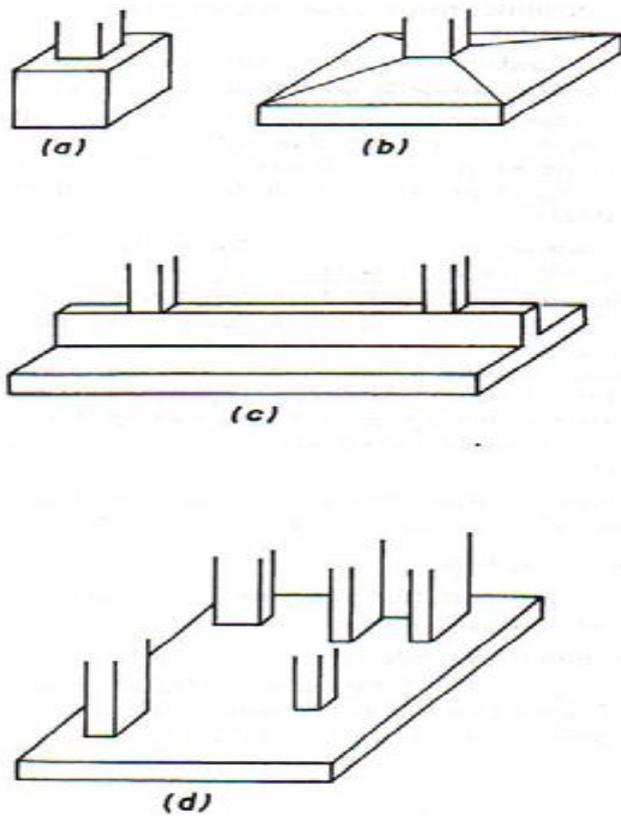


Fig. 2.0: fundações superficiais diretas

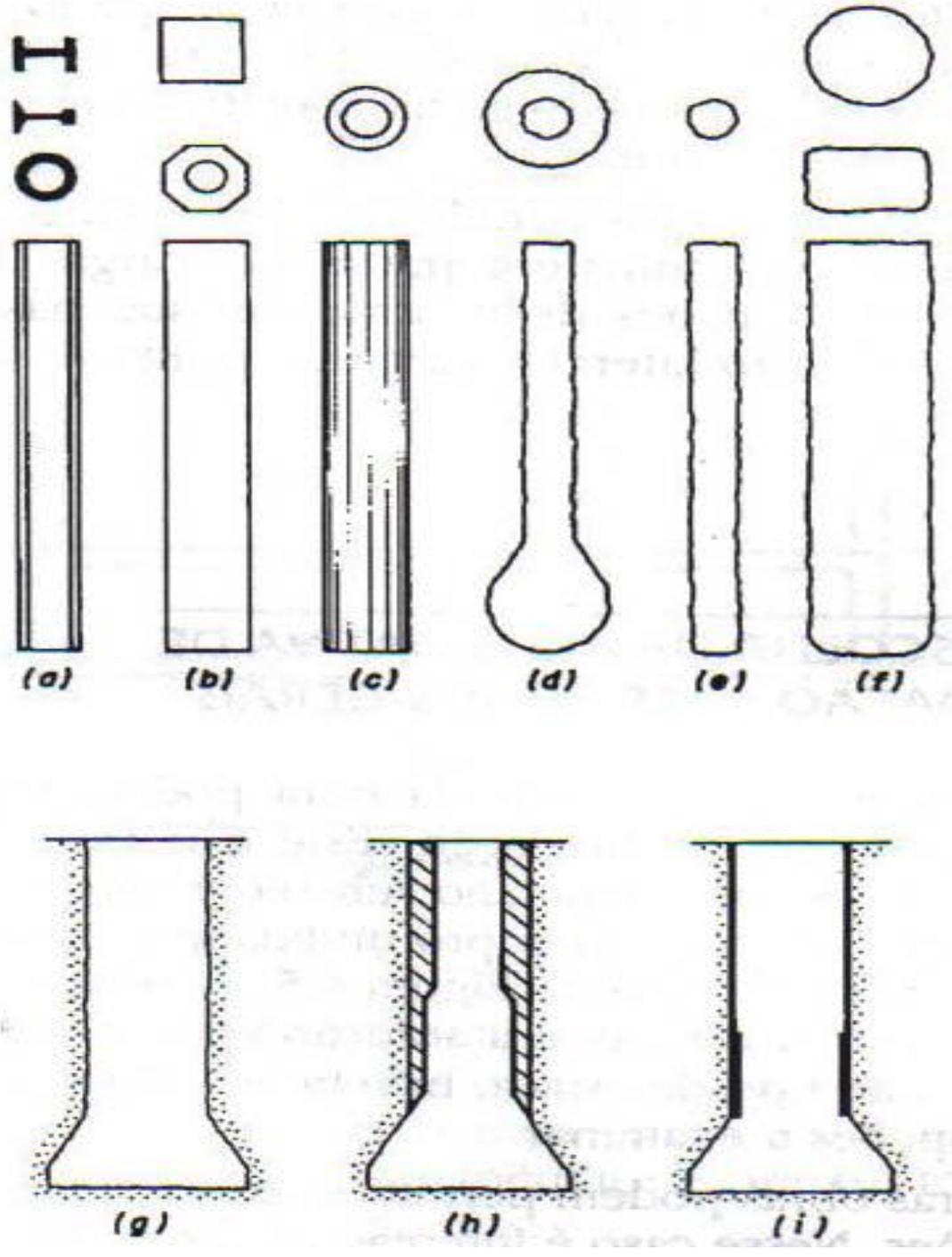


Fig. 2.1: fundações profundas

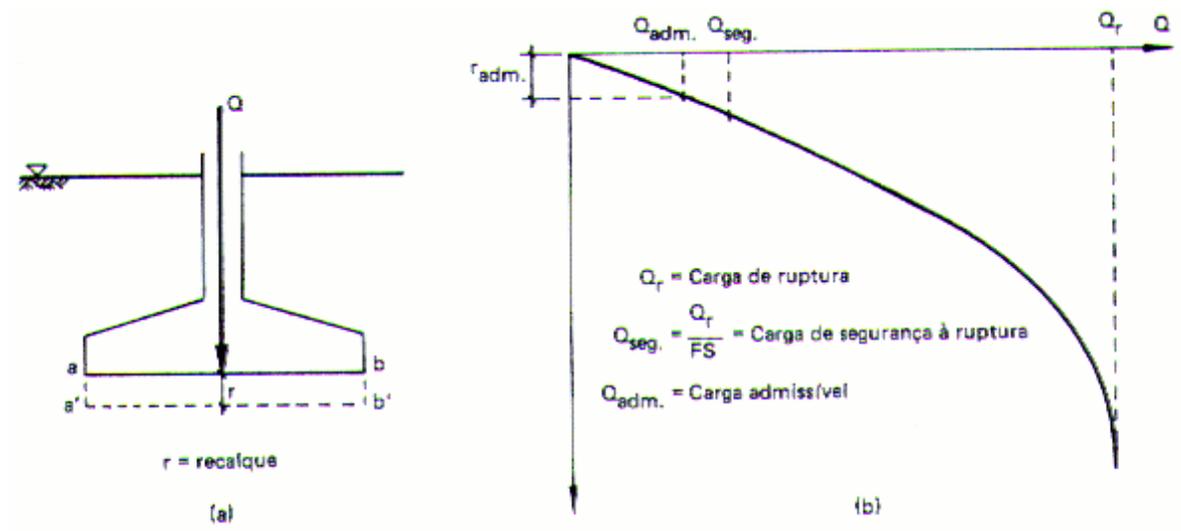


Fig. 2.2: Critério de ruptura

Para solos puramente coesivos ($\phi = 0^\circ$): $p_r = \gamma h + 4c$. outro tipo de fundação, chamada Para $h=0$: $p = 4c$, valores considerados bastante profundos.

A teoria de Terzaghi é a mais difundida para o caso de fundações diretas ou rasas. Terzaghi estudou a capacidade de carga de ruptura para este tipo de fundações em solos de diversas categorias, ou seja, solos com atrito e coesão (c, ϕ), solos não-coesivos ou granulares ($c = 0$) e solos puramente coesivos ($\phi = 0$).

Para seu estudo foram definidos dois critérios de ruptura: ruptura “generalizada” – frágil (curva C_1) e ruptura “localizada” – plástica (curva C_2), definidos na figura 2.2. e 2.3

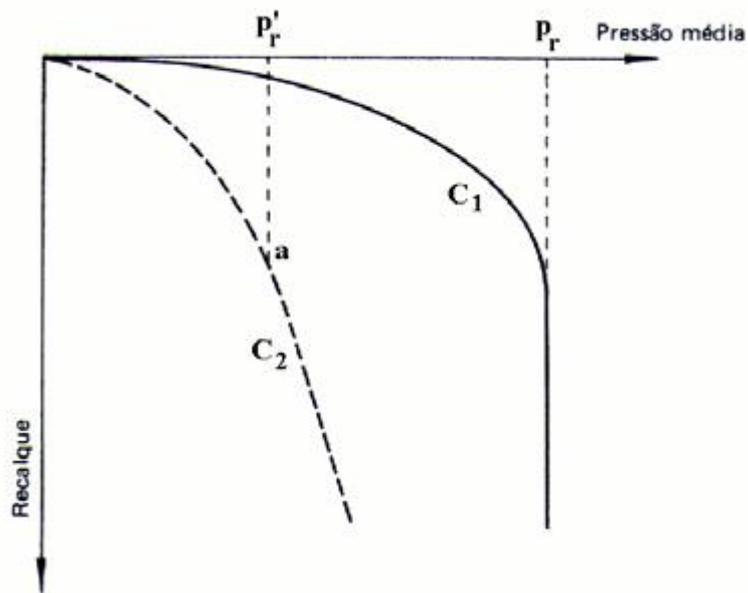


Fig. 2.3: Critério de ruptura de Terzaghi

Como já visto os solos de ruptura tipo C_1 , à medida que a carga (ou pressão) aumenta, o material resiste, deformando-se relativamente pouco, vindo a ruptura acontecer quase que bruscamente. É como se toda a massa rompesse a um só tempo, generalizadamente. A pressão de ruptura é, nesse caso, bem definida, dado pelo valor p_r do gráfico. Quando atingida, os recalques tornam-se incessantes e é denominada por **ruptura generalizada**, sendo típica de solos pouco compressíveis (compactos ou rijos).

Nos solos de ruptura tipo C_2 , as deformações são sempre grandes e aceleradamente crescentes. Não há uma ruptura definida. É como se o processo de ruptura fosse dado paulatina e constantemente, desde o início do carregamento, em regiões localizadas e dispersas na massa do solo. A pressão de ruptura para este caso é dada por p'_r que, segundo Terzaghi, corresponde ao ponto “a”, em que há uma mudança no gráfico, com passagem da curva inicial para um trecho aproximadamente retilíneo final. Este tipo de ruptura é denominado por **ruptura localizada**, sendo típica de solos muito compressíveis

(focos ou moles). Quando a ruptura é atingida, o terreno desloca-se, arrastando consigo a fundação, como mostrado na figura 2.4. O solo passa, então, do estado “elástico” ao estado “plástico”. O deslizamento ao longo da superfície ABC é devido à ocorrência de tensões de cisalhamento (τ) maiores que a resistência ao cisalhamento do solo (τ_r). Esse é um caso típico que teremos a aplicação da tecnologia aqui proposta as colunas de brita, para melhoria da capacidade de carga dos solos fofos ou moles. (Marangon, 2007).

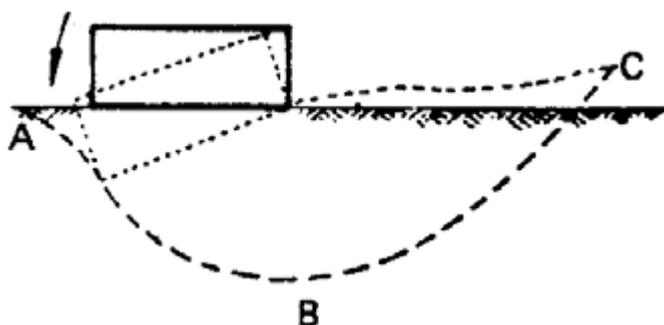


Fig. 2.4: Solo arrastando a fundação.

2.4 Atividades das argilas

Os índices de atterberg indicam a influencia dos finos argilosos no comportamento do solo. Certos solos com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que aqueles com pequenos teores de argila. Isto pode ocorrer porque a composição mineralógica dos argilos minerais é bastante variável. Pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa.

Mas os índices determinados são também função da areia presente. Solos de mesma procedência, com o mesmo mineral-argila, mas com diferente teor de areia, apresentará índices diferentes, tanto maiores quanto

maiores o teor de argila, numa razão aproximadamente constante. Quando se quer ter uma ideia sobre a atividade da fração argila, os índices devem ser comparados com fração argila presente. É isso que mostra o índice de atividade de uma argila, definido na relação:

$$\text{Índice de atividade} = \frac{\text{índice de plasticidade (Ip)}}{\text{Fração argila (menor que 0,002 mm)}}$$

A argila presente num solo é considerada normal quando seu índice de atividade se situa entre 0,75 e 1,25. Quando o índice é menor que 0,75, considera-se a argila como inativa e, quando o índice é maior que 1,25, ela é considerada ativa.

2.5 Classificação de solos de granulação fina (siltes e argilas)

A classificação dos solos predominantes finos será silte (M), argila (C), orgânico (O), não em função das porcentagens granulométricas do silte e argila, pois o que determina o comportamento argiloso do solo não é o teor de argila, mas também sua atividade. São os índices de consistência que melhor indicam o comportamento argiloso.

Ao analisar os índices e o comportamento de solos, Casagrande verificou que ao colocar o IP do solo em função LL num gráfico, como o apresentado na fig.2.5, os solos de comportamento argiloso se faziam representar por um ponto acima de uma reta inclinada, denominada linha A. Solos orgânicos, ainda que argilosos, e solos siltosos são representados por pontos localizados abaixo da linha A. A linha A tem como equação a reta:

$$IP = 0,73 \cdot (LL - 20)$$

Que, no seu trecho inicial, é substituída por uma faixa horizontal correspondente a IP de 4 a 7.

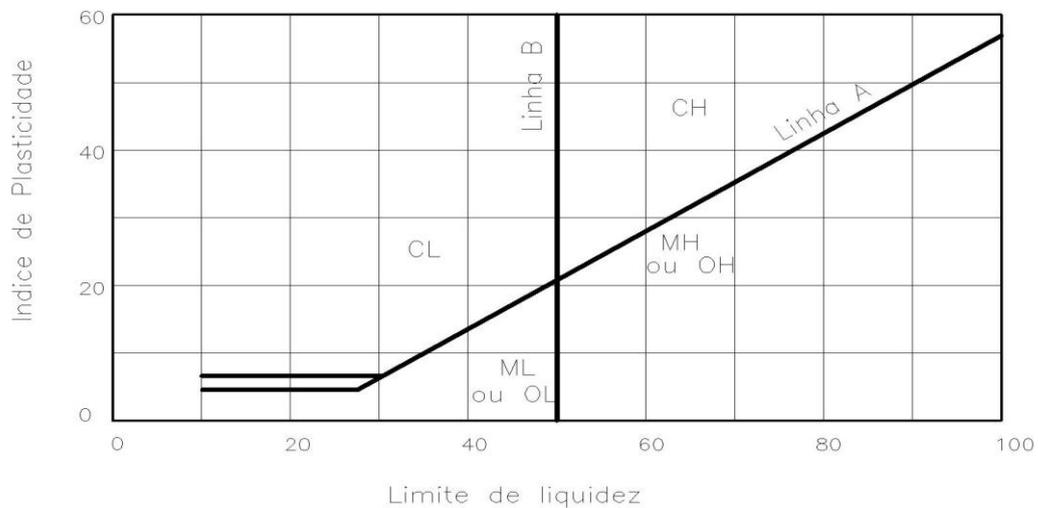


Fig. 2.5: carta de plasticidade

Classificando esses solos, temos que localizar os pontos correspondentes ao per de valores IP e LL na carta de plasticidade. Os solos orgânicos distinguem-se dos siltes pelo seu aspecto visual, pois se apresentam com uma coloração escura típica (marrom-escuro, cinza-escuro ou preto).

Os solos finos têm uma característica que é sua compressibilidade. Os solos finos costumam apresentar uma compressibilidade tanto quanto maior quanto ao Limite de Liquidez. Assim, o sistema classifica-se secundariamente como de alta compressibilidade (H) ou de baixa compressibilidade (L), os solos M, C ou O, em função do LL ser superior ou inferior a 50, respectivamente, como se mostra na carta (Linha B), quando se trata de obter a característica secundaria de areias e pedregulhos, esse aspecto é desconsiderado.

Quando os índices apresentam uma posição muito próxima às linhas A e B (ou sobre a faixa de IP 4 e 7), é considerado um caso intermediário e as duas classificações são apresentadas. Exemplo: SC-SM, CL-CH, etc.

Embora a simbologia adotada só considere duas letras, correspondentes às características principal e secundária do solo, a descrição deverá ser a mais completa possível. Por exemplo, um solo SW pode ser descrito como areia (predominantemente) grossa e média, bem-graduada, como grãos angulares cinza.

O sistema considera ainda a classificação de turfa (Pt), que são os solos muito orgânicos, nos quais a presença de fibras vegetais em decomposição parcial é predominante.

Tab. 2.0: esquema p/ a classf. Pelo sistema unificado

% P #200 < 50	G > S : G		% P #200 < 5	GW C N U > 4 e 1 < CC < 3	
				GP C N U < 4 e 1 > CC > 3	
			% P #200 > 12	GC	
				GM	
			5 < #200 < 12	GW - GC , GP - GM , etc.	
	S > G : S		% P #200 < 5	SW C N U > 6 e 1 < CC < 3	
				SP C N U < 6 ou 1 > CC > 3	
			% P #200 > 12	SC	
			SM		
		5 < #200 < 12	SW - SC , SP - SC , etc.		
% P #200 > 50	C	CL			
		CH			
	M	ML			
		MH			
	O	OL			
		OH			

2.6 Solos coesivos

O solo coesivo tem algumas particularidades em sua mecânica, o que é uma rica fonte de estudos, para aproveitamento de áreas antes renegadas economicamente. Solos argilosos que apresentam certa porcentagem da fração fina (silte e argila), não podem ser adequadamente caracterizados pelo ensaio de granulometria. São necessários outros parâmetros tais como: forma das partículas, a composição mineralógica e química e as propriedades plásticas, que estão intimamente relacionados com o teor de umidade.

Define-se plasticidade como sendo a propriedade dos solos finos que consiste na maior ou menor capacidade de serem moldados sob certas condições de umidade. Segundo a ABNT/NBR 7250/82, a plasticidade é a propriedade de solos finos, entre largos limites de umidade, de se submeterem a grandes deformações permanentes, sem sofrer ruptura, fissuramento ou variação de volume apreciável.

As partículas que apresentam plasticidade são, principalmente, os argilo-minerais. Os minerais como o quartzo e o feldspato não desenvolvem

misturas plásticas, mesmo que suas partículas tenham diâmetros menores do que 0,002mm.

A influência do teor de umidade nos solos finos pode ser facilmente avaliada pela análise da estrutura destes tipos de solos. As ligações entre as partículas ou grupo de partículas são fortemente dependentes da distância. Portanto, as propriedades de resistência e compressibilidade são influenciadas por variações no arranjo geométrico das partículas. Quanto maior o teor de umidade implica em menor resistência. (Pinto, 2006).

2.7 Ensaios mais difundidos para colunas de brita

2.8 Ensaios de Palheta

O ensaio de palheta (*Vane test*) é o ensaio que mais se utiliza para determinar a resistência não drenada (S_u) do solo mole, o processo é definido por uma rotação de 6° por minuto de uma palheta cruciforme em profundidade definidas. O atrito mecânico, as características das palhetas, velocidade de rotação da palheta, plasticidade da argila, amolgamento, heterogeneidade e anisotropia da argila, vão influenciar no resultado de S_u e o valor calculado é influenciado pela hipótese de ruptura adotada (Chandler, 1988). De posse desses dados devem ser tomados vários cuidados na realização desse ensaio. NBR 10905 (ABNT, 1989). Tem que se padronizar o tempo de espera, a cravação e a rotação da palheta. O tempo é de um minuto fixado por norma, para que não seja superestimado o valor de S_u em função da drenagem, para tempos mais elevados. O ensaio de palheta tem que ser dotado de aparelho para medição de torque próximo a palheta. Como o indicado na fig.2.6 Nessa configuração o atrito das hastes é computado na leitura e deve ser corrigido. O ângulo de rotação medido na superfície do terreno incorpora a rotação elástica da haste da palheta, que em grandes profundidades de ensaio é elevada.

Foi desenvolvido em conjunto pela COPPE/UFRJ e pela UFPE (Ameida, 1996; Nascimento, 1998; Oliveira, 2000). Um equipamento com medida de torque próximo á palheta dotado de sapata de proteção onde se aloja a palheta, conforme mostrado na fig.4.0 Equipamento que tem dado excelentes resultados. (e. g. Crespo Neto, 2004; Jannuzzi, 2009; Baroni, 2010).

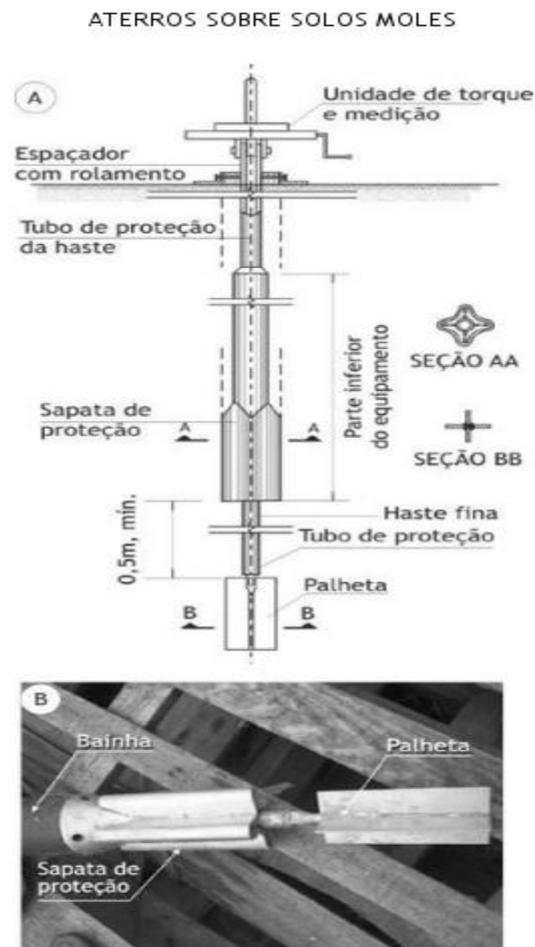


Fig. .2.6: Equipamento de palheta: (A) componentes do equipamento; (B) detalhe da sapata de proteção

2.9 Resistência não drenada

No ensaio de palheta o torque versus a rotação produz valores da resistência não drenada S_u do solo natural e o amolgado. As condições usuais para cálculo de S_u são: condições não drenadas, solo isotrópico e resistência constante no entorno da palheta. Para essas hipóteses, a razão da altura H versus o diâmetro D da palheta é igual a 2, com base no máximo valor de torque obtido (NBR 10905 ABNT, 1989), é calculado o S_u através da equação:

$$S_u = \frac{0,86T}{\pi D^3} \quad (2.1)$$

Wroth (1984) elaborou resultados experimentais no topo e na base da palheta que S_u não se mostrou constante. Com base em estudos na argila de Londres, pode se ter resultados na teoria da ordem de 9%.

Schnaid (2000) apresenta diversas equações propostas por outros pesquisadores considerando-se diferentes modos de ruptura.

Também é usada para cálculo da resistência amolgada da argila. Que consiste em depois de atingido o torque máximo, girar a palheta em 10 evoluções completas, para amolgar o solo e proceder á medida da resistência amolgada, tendo um tempo entre as duas operações inferior a 5 min.

Ensaio de solos intactos devem ter ângulos de rotação moderados para valores de pico fig.2.6 Baroni (2010) observou ângulo de 5° a 25° com alguns pontos isolados (turfa) que chegou a 56°. A qualidade do ensaio de palheta pode ser avaliado pela forma da curva de torque versus a rotação da palheta. O ângulo de rotação no pico superior a 30° indica um amolgamento de argila.

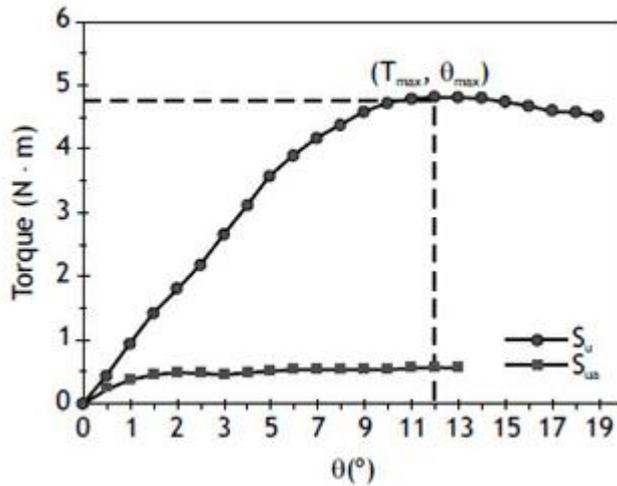


Fig. 2.7: Torque versus rotação da palheta para ensaios em argilas naturais e amolgadas (Crespo Neto, 2004)

2.10 Correção do ensaio de palheta

A resistência não drenada S_u medida no ensaio de palheta deve ser corrigida por um fator de correção (Bjerrum 1972) obtendo-se a resistência de projeto. Essa correção é função do índice de plasticidade da argila e que apresenta dois efeitos: a anisotropia da argila e a diferença entre a velocidade de carregamento e a velocidade do ensaio de palheta na fig. 2.7. A resistência medida S_u no ensaio de palheta. Multiplica-se pelo fator de correção do ensaio de palheta μ , onde se obtém a resistência de projeto S_u .

$$S_u (\text{projeto}) = \mu \cdot S_u (\text{palheta})$$

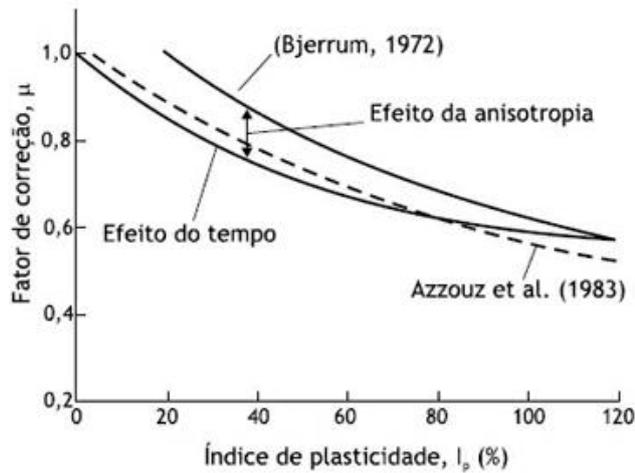


Fig. 2.8: Fator de correção do S_u medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade (Bjerrum, 1972)

2.11 Ensaio de Piezocone

O ensaio de piezocone se caracteriza na cravação contínua – com velocidade constante de 2 cm/s, especificado pela MB 3406 (ABNT, 1991a) – com o equipamento feito de um elemento cilíndrico com ponta cônica e com medida contínua da resistência de ponta q_c , da resistência por atrito lateral f_s e da poropressão u , conforme fig. 2.8 (lunne; Robertson; Powell, 1997; Schnaid, 2008). A velocidade de cravação constante é importante, já que o valor da resistência varia em cerca de 10% por ciclo logarítmico da velocidade de cravação (Leroueil; Marques, 1996; Crespo Neto, 2004).

O ideal é a medida da poropressão em dois pontos: um na face (U_1) e outro na base do cone (U_2); porém, muitos equipamentos só apresentam medida de U_2 , necessária para a correção da resistência de ponta.

A sonda CPT_u utilizada em solos moles tem, em geral, área de 10 cm^2 , também são usadas sondas com áreas menores, com o objetivo de acelerar o ensaio de dissipação de poropressões (Baroni, 2010). O equipamento de

cravação CPT_u em solos muito moles tem que ter sua cravação bem suave, para que facilite a sua acessibilidade, principalmente em áreas com solos de baixa capacidade de carga.

O ensaio de piezocone tem os seguintes parâmetros: classificação dos solos consiste estimativa do comportamento típico dos solos, definição da estratigrafia do depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo, além de outros parâmetros descrito no quadro 4.0.

Tab. 2.1: característica gerais dos ensaios de laboratório e de campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações

Ensaio	Tipo	Objetivo do ensaio	Principais parâmetros obtidos	Outros parâmetros	Observações e recomendações
Laboratório	Caracterização completa	Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios	$w_n, w_L, w_P, G_s,$ curva granulométrica	Estimativa de compressibilidade	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfa
	Adensamento	Cálculos de recalques e de recalques x tempo	$C_\alpha, C_s, \sigma'_{vm}, c_v, e_0$	E_{oed}, C_α	Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalques; pode ser substituído pelo ensaio contínuo CRS
Laboratório	Triaxial UU	Cálculos de estabilidade (S_u é afetado pelo amolgamento)	S_u		É mais afetado pelo amolgamento do que o ensaio CU
	Triaxial CU	Cálculos de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D (MEF)	S_u, c', ϕ'	E_u	Ensaio CAU (adensamento anisotrópico) é o mais indicado
Campo	Palheta	Cálculos de estabilidade	S_u, S_t	OCR	Essencial para determinação da resistência não drenada da argila
	Piezocone (CPT _u)	Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Estimativa do perfil de $S_u, c_h (c_v)$	Perfil de OCR, K_0, E_{oed}, S_t	Ensaio recomendado pela relação custo/benefício favorável
	Tbar	Resistência não drenada	Estimativa do perfil de S_u		Não requer correção de poropressão; mais comumente usado em <i>offshore</i>
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u, OCR, K_0	c_h, E_{oed}	Menos comum em argilas muito moles
	Pressiômetro (PMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u, G_0	c_h	Menos comum em argilas muito moles

2.12 Correção da resistência de ponta

A resistência utilizada na maioria das correlações do ensaio de piezocone é denominada resistência corrigida (q_t), pois a poropressão atua de forma desigual na geometria da ponta (fig. 2.9). Assim, a resistência medida na ponta do cone (q_c) deve ser corrigida segundo a equação:

$$q_t = q_c + (1 - a) U_2 = \text{resistência de ponta corrigida}$$

Onde q_c é resistência de ponta medida no cone; U_2 é a poropressão medida na base do cone; e a é a relação de área A_n / A_t (fig. 2.9).

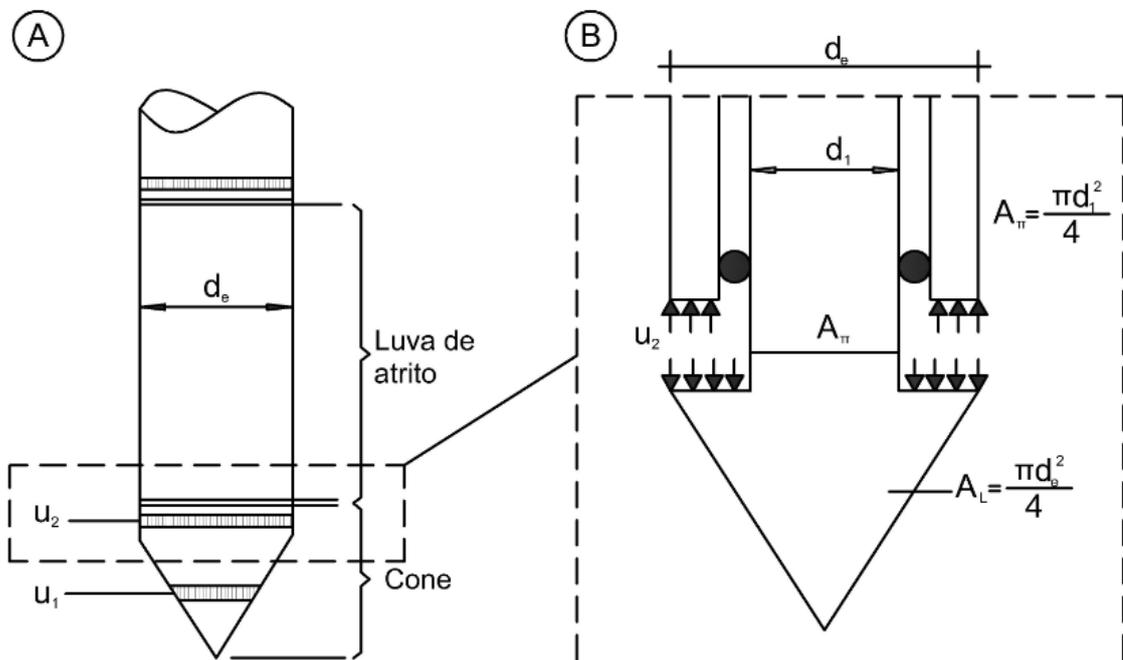


Fig. 2.9: sonda de piezocone

Figura 2.9 detalhes da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta.

O engenheiro geotécnico deve verificar as características da sonda (raio, A_n , A_t) e os dados brutos do ensaio, para que possa subjugar os resultados. O valor de a deve também ser obtido por meio de calibração. A fig. 2.9 apresenta resultados típicos de uma vertical de ensaio de piezocone (perfis de q_t , f_s e U) realizado em um depósito da Barra da Tijuca (RJ). (Almeida, 2010).

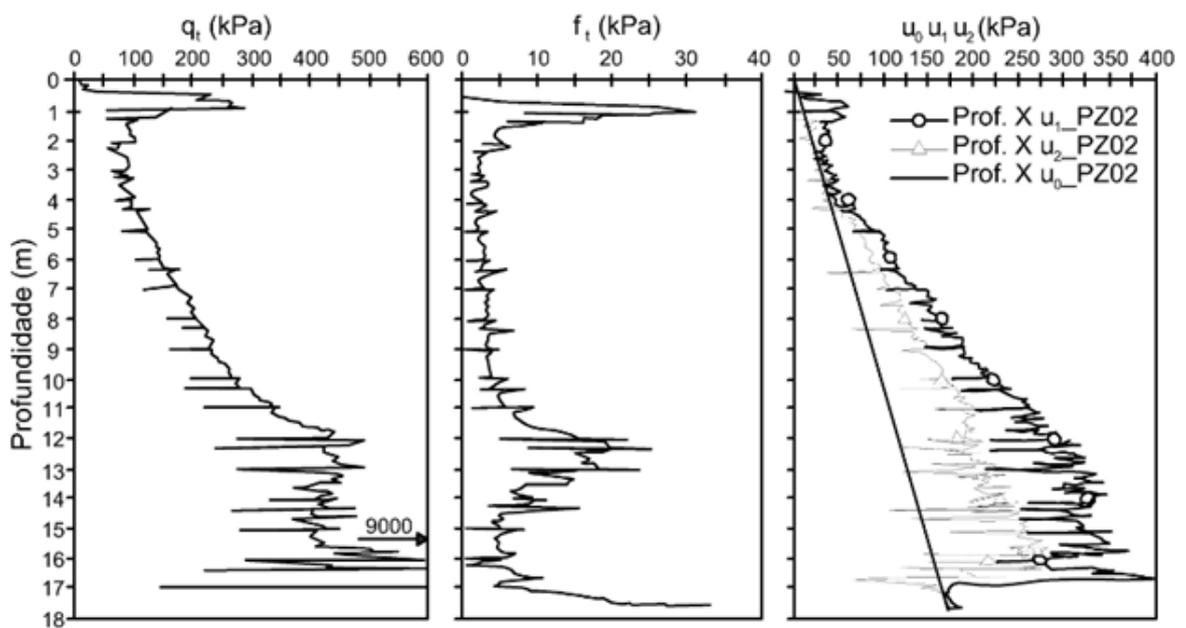


Fig. 2.10: estratigrafia (Baroni, 2010)

Figura 2.10 Resultados típicos de um ensaio de piezocone realizado na Barra da Tijuca (RJ): (A) perfil de q_t ; (B) perfil de resistência por atrito lateral, f_s ; (C) perfil de poropressão (Baroni, 2010).

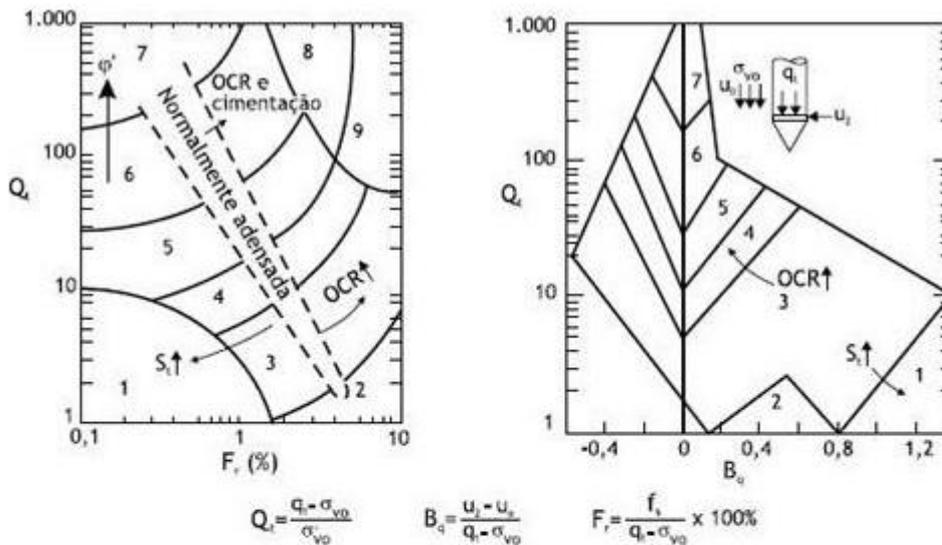
2.13 Classificação preliminar dos solos

Apesar de ter vários índices de classificação preliminar dos solos através dos resultados obtidos com o ensaio de piezocone disponível na literatura. O mais

utilizado é o ábaco proposto por Robertson (1990), apresentado na fig. 2.11, com os parâmetros usados nos ábacos, definidos na figura, obtém-se a estratigrafia para cada profundidade de leitura, em geral a cada 2 cm.

2.14 Resistência não drenada S_u

A resistência não drenada S_u do ensaio de piezocone estima-se a partir de várias equações (Lunne; Robertson; Powell, 1997; Schnaid, 2008). As equações mais usadas relacionam resistência corrigida q_t do cone com fator de cone N_{kt} e a equação em função da poropressão e do fator de cone de poropressão $N_{\Delta u}$, conforme apresentado na fig. 2.11



u_0 — poropressão hidrostática na profundidade do ensaio de dissipação

Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila, argila siltosa
4	Misturas siltosas, silte argiloso a argila siltosa
5	Misturas arenosas, areia siltosa a silte arenoso

Zona	Comportamento do solo
6	Areias, areias puras a areias siltosas
7	Areia grossa a areia
8	Areia argilosa muito compacta
9	Solo fino duro

Fig. 2.11: ensaio de piezocone (Robertson 1990)

Figura 2.11 Classificação preliminar dos solos a partir dos dados do ensaio de piezocone (Robertson, 1990).

$$S_u = \frac{q_{t-} - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (2.1)$$

$$S_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (2.2)$$

Na geotécnica, a Eq. (2.2) é menos utilizada do que a Eq. (2.1). O valor de N_{kt} a ser usada na Eq. (2.1) deve ser extraído da correlação de ensaios de piezocone e resistência não drenada, sendo o ensaio de palheta o mais comumente usado para esse fim. Com experiência de mais de 20 anos na realização do ensaio de piezocone indica que o valor de N_{kt} deve ser obtido para cada depósito e, eventualmente, para camadas de características diferentes do mesmo depósito. Extraem-se valores de N_{kt} para cada profundidade e um valor médio para o depósito, que é utilizado na Eq. (2.1) para obter-se o perfil estimado de S_u . Em função de heterogeneidade do depósito, o valor médio pode ter uma grande variação, como pode se ver na Fig. 2.12. Nesse caso, pode-se utilizar um valor N_{kt} para cada vertical ou variar o valor ao longo da profundidade. Os valores de N_{kt} variam consistentemente entre 10 e 20, e estudos indicam (e.g. Ladd e De Groot, 2003) que essa correlação está ligada aos equipamentos utilizados, ou seja, alterando-se os equipamentos, os valores de N_{kt} também se alteram. A Tab. 2.3 tem N_{kt} com valores tipicamente de solos brasileiros, e também alguns parâmetros dos solos brasileiros ensaiados. A média nacional para o fator N_{kt} é da ordem de 12 (Almeida; Marques; Baroni, 2010). Fig. 2.12 valores de fatores de cone N_{kt} , obtidos em ensaios realizados em Porto Alegre (Schnaid, 2000).

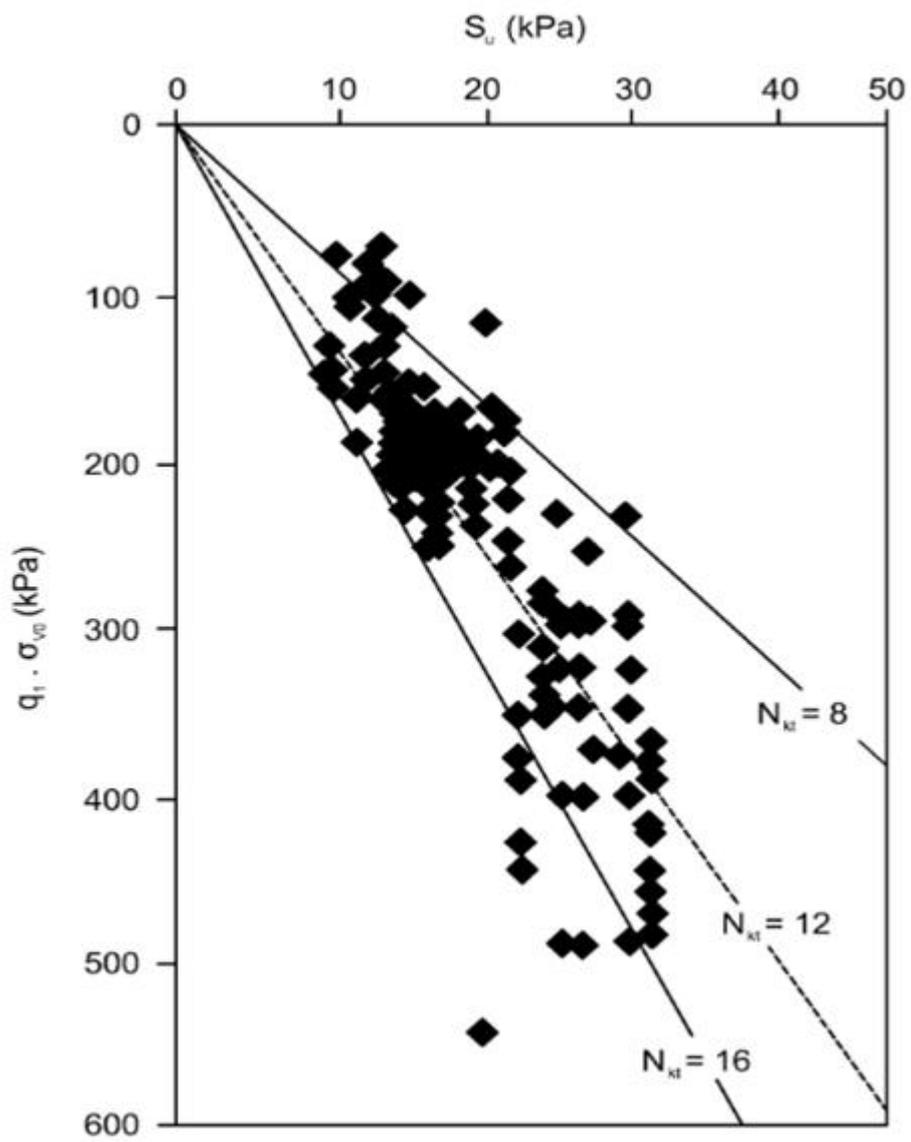


Fig. 2.12: ábaco (Robertson 1990)

2.15 História de tensões

Algumas equações são apresentadas na literatura para a obtenção da variação de OCR com a profundidade por meio dos ensaios de piezocone. A mais usada é:

$$\text{OCR} = k \cdot Q_t \quad (2.3)$$

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \quad (2.4)$$

Valores de K na faixa 0,15-0,50 têm sido encontrados em diversos depósitos argilosos (Schnaid, 2009), sendo o valor médio recomendado da ordem de 0,30. Tendo os valores mais baixos sendo observado para argilas muito moles brasileiras (Jaqnuzzi, 2009; Baroni, 2010).

Tab. 2.2: valores típicos de N_{kt} para solos brasileiros (Danziger e Schnaid, 2000)

Local	Características das argilas			N_{kt} média (variável)	Observações	Referências	
	I_p (%)	OCR	Su (kPa)			Características das argilas	Ensaio de piezocone
Sarapuá, Rio de Janeiro	100-250	1,3-2,5 (abaixo da crosta de 3 m)	8-18, palheta	9 (8 a 10) - 3 a 6,5 m 10,5 (10 a 11) - 6,5 a 10 m 14 (11 a 16)	Outros ensaios de piezocone feitos no local (sob aterro): Alencar Jr (1934); Rocha Filho e Alencar (1985)	Ortigão (1980); Ortigão, Werneck e Lacerda (1983); Ortigão e Collet (1986)	Soares et al. (1986), Soares, Almeida e Danziger (1987); Sills; Almeida e Danziger (1988); Danziger (1990); Danziger, Almeida e Sills (1997) Bezerra (1996)
Senac, Rio de Janeiro	100-50	1,5 (abaixo da crosta de 3 m)	8-30, palheta	9 (5 a 11)		Almeida (1998)	
Clube Internacional, Recife	25-90	1-2	35-55, UU	12,5 - 7 a 16 m 13 - 16 a 26 m variação total: 10 a 15,5 (11 a 17) - 7 a 16 m (12 a 16) - 16 a 26 m		Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Oliveira (1991); Coutinho, Oliveira e Danziger (1993) Bezerra (1996)
Ibura, Recife	45-115	aprox. 1 (abaixo da crosta)	9-27, UU	14 - 4 a 11,1 m 13,5 - 11,1 a 21 m		Coutinho, Oliveira e Oliveira (1998)	
Porto de Aracaju	25-45	1-2	10-30, palheta	15,5 (14,5 a 16,5)	Ensaio realizado de plataforma autoelevatória, a cerca de 2,5 km da costa	Brugger et al. (1994); Sandroni et al. (1997)	Danziger (1990); Brugger et al. (1994); Sandroni et al. (1997)
Porto de Santos	40-80	1,3-2	5-50, palheta	18 (15 a 21)	Camadas de areia ao longo do perfil. Características da argila de outro local na mesma região	Samara et al. (1982)	Bezerra (1993); Almeida (1996)
Enseada do Cabrito, Salvador	50	1,5-3	9-17, palheta	15 (12 a 18)		Baptista e Sayão (1998)	
Ceasa, Porto Alegre	20-70	1-1,5	10-20, palheta	12 (8 a 16)		Soares, Schnaid e Bica (1994, 1997)	
Aeroporto Salgado Filho, Porto Alegre	20-70	1-5	10-15, UU-CIU	12 (10 a 16)		Schnaid et al. (1997)	

2.16 Coeficiente de adensamento do solo

Interpretando a dissipação do excesso de poropressões que são geradas durante a cravação do piezocone obtém-se o coeficiente de adensamento horizontal C_h , através do qual se determina o coeficiente de adensamento vertical C_v , corrigidos em função do estado de tensões ensaio/obra. O ensaio consiste em interromper a cravação do piezocone para que atinja no mínimo, 50% da dissipação do excesso de poropressões em profundidades preestabelecidas.

O método de estimativa de C_h mais usado atualmente é o de Houlsby e Teh (1988), que leva em conta o índice de rigidez do solo (I_R), com o fator tempo definido da seguinte maneira:

$$T^* = \frac{c_h \cdot t}{R^2 \sqrt{I_R}} \quad (2.5)$$

R – raio do piezocone

t – tempo de dissipação

I_R – índice de rigidez (G/S_u)

G – módulo de cisalhamento do solo (em geral, usa-se G = E_u/3, sendo

E_u o módulo de Young não drenado obtido do ensaio CU, usualmente obtido para 50% da tensão desvio máxima.

Na tabela 4.2 são listados os valores do fator tempo T* em função da porcentagem de dissipação da poropressão (U) para a posição de Houlsby e Teh (1988), observando-se que a solução é função da posição do elemento poroso no cone.

Tab. 2.3

: poropressão

U (%)	Fator tempo T* em função da posição do transdutor de poropressão	
	Face do cone (u ₁)	Base do cone (u ₂)
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,040	1,600

A medida de U_2 é a mais utilizada por ser padronizada na base do cone, para a interpretação dos resultados de dissipação. Qualquer procedimento para a determinação de C_h (e.g. Robertson et al., 1992; Danziger; Almeida; Sills, 1997) requer a estimativa acurada do valor da poropressão no início da dissipação U_i , e do valor da poropressão hidrostática U_0 . O mais comum (Robertson et al., 1992) é a determinação do valor da poropressão $U_{50\%} = (U_i - U_0) / 2$ corresponde de 50% de dissipação, obtendo-se então o tempo t_{50} , conforme ilustrado na fig. 2.13. Entretanto, o procedimento mais acurado é a obtenção de T^* e então, de c_h por meio da superposição das curvas experimental e teórica, conforme proposto por Danziger et al. (1996).

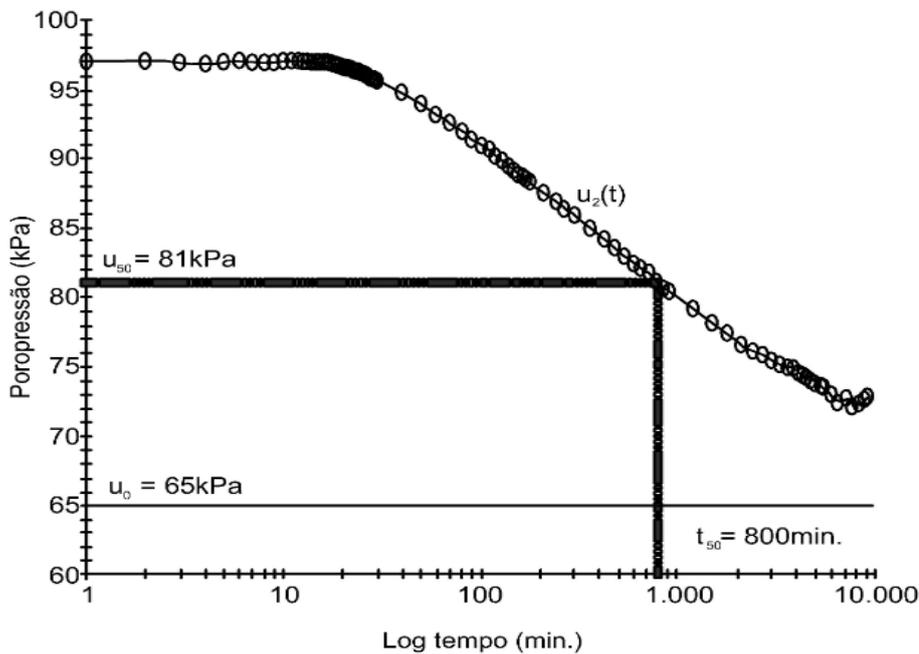


Fig. 2.13: dissipação da poropressão (Danziger et al. 1996).

$U_2 = 97 \text{ kPa}$ – poropressão no início do ensaio de dissipação

$U_0 = 65 \text{ kPa}$ – poropressão hidrostática na profundidade do ensaio de dissipação

$\Delta U = 32 \text{ kPa}$;

$$\Delta U_{50} = 16 \text{ kPa}$$

$$U_{50} = (97-16) \text{ kPa} = 81 \text{ kPa}$$

Fig.2.13 exemplo de cálculo de c_h – ensaio de dissipação na Barra da Tijuca (RJ).

Robertson et al. (1992) propõem a estimativa direta de c_h a parti do valor de t_{50} utilizando o ábaco da fig. 2.14, desenvolvido a partir da eq. $U_{50} = (97-16) \text{ kPa} = 81 \text{ kPa}$ e dos dados da tab.2.14 esse ábaco é valido para valores de l_r com variação de 50 a 500 e para áreas de cone de 10 a 15 cm^2 .

Para cálculo de velocidade de adensamento e comparando com valores de c_v medidos em ensaio de adensamento edométrico na condição normalmente adensada $c_v (na)$, deve-se converter o valor de c_h medido no ensaio de piezocone no valor correspondente. As equações utilizadas para essa conversão de c_h em $c_v (na)$ estão disponíveis em Lunner, Robertson e Powell (1997) e em Schnaid (2009). (Almeida, 2010)

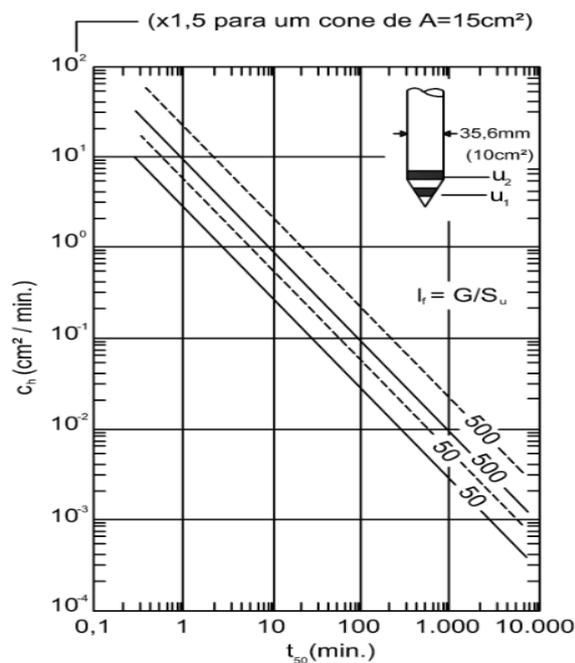


Fig. 2.14: ábaco de c_h a partir de t_{50} (Robertson et al. 1992)

2.17 Colunas de sustentação com materiais granulares

As colunas granulares, sendo as mais usadas as de brita, que são elementos estruturais mundialmente difundidas no meio da construção civil e melhorando as características de redução e aceleração dos recalques, que podem ser com ou sem deslocamento lateral significativo da argila em seu entorno. Conferindo um aumento na capacidade de resistência e estabilidade redistribuindo os esforços nas regiões sujeitas a grandes concentrações de tensões. O método mais utilizado é o que instala as colunas por vibrossubstituição. Usado não só em solos moles e muito moles, mas também em qualquer outro tipo de solo que vá receber cargas elevadas que não toleram recalques excessivos, prejudicial às estruturas ali apoiadas.

O processo tem como base a substituição em área de 10 a 50% do solo a ser tratado pelos elementos granulares, a introdução das colunas granulares em solos mole e muito moles tornam eles mais rígidos e adensados, melhorando sua capacidade de absorção de carga. Em aterros construídos sobre colunas granulares é utilizada uma base de transferência de carga para as colunas granulares que transferem essa carga para camada subjacente e em condições de absorver grande parte da carga transmitida pelo aterro ao solo mole.

O processo para introdução de brita em solo mole e muito mole, para melhoria das suas características estruturais, tem origem em 1957, desenvolvida pela Empresa KELLER, que teve como base para as técnicas atuais de vibrossubstituição.

As colunas granulares podem-se executadas com ou sem o uso de encamisamento. O encamisamento tem a função de separar o material granular (areia) do solo e confinado o material lhe confere um aumento da capacidade de resistência lateral e o da capacidade de carga da estaca. Um ponto negativo nessa técnica é o custo do encamisamento (geotêxtil), podendo inviabilizar essa técnica.

Ao contrário a técnica de colunas de brita sem o uso do geotêxtil para encamisamento se mostrou viável e vantajosa economicamente. Sendo uma técnica cada vez mais difundida no Brasil.

2.18 colunas de brita

A evolução da técnica de aplicação de colunas de brita tem como base a utilização de equipamentos e tecnologias modernas, também detalhes construtivos e de qualidades. Os processos de construção das colunas de brita são: Tubo de ponta aberta, Tubo de ponta fechada, Jateamento e vibrossubstituição.

Tubo de ponta aberta, crava-se um tubo de aço no solo com a ponta aberta, retirando todo o material que penetra no interior do tubo, preenche-se o seu interior com brita e vai se fazendo a retirada do tubo simultaneamente a colocação de brita, pode ou não compactar a brita com um pilão. Esse processo tem que dispor de equipamento para a cravação e a retirada do tubo.

Tubo de ponta fechada, crava-se um tubo de aço no solo com a ponta fechada com um tam-pão ou sistema de dobradiças. No caso do tampão, trata-se de uma bucha de concreto, como no processo da estaca Franki, a bucha é expulsa com o apiloamento da brita no interior do tubo que é sacado simultaneamente a colocação de brita. No sistema de dobradiças elas são sacadas permitindo a abertura de ponta do tubo iniciando o processo de apiloamento da brita e retirada simultânea do tubo com auxílio de equipamento para a cravação e a retirada do tubo.

Jateamento, neste processo crava-se uma haste vertical com jato de água rotativo que desa-grega e forma um furo que é preenchido de material granular. (Lima, 2012)

2.19 Método construtivo de colunas granulares

Condições gerais, com o objetivo de se melhorar a capacidade dos solos de receber cargas, pode se recorrer a métodos superficiais ou profundos.

Para métodos superficiais é importante a compactação dinâmica, para métodos profundos a referência é a vibrocompactação e a vibrosubstituição.

O método superficial consiste na aplicação de equipamento de vibro compactação superficial (rolo compactador pneumático) em solos granulares sem coesão que fara o rearranjo das partículas e não exigindo a introdução de material.

O método profundo é o da vibrosubstituição, que é aplicável em solos granulares e em solos finos em que haja consolidação. É o processo em que se faz um furo no solo e se faz o seu preenchimento com material granular grosseiro compactado, dando uma condição, mas rígida aos solos mais deformáveis. Que são as colunas de brita.

A coluna de brita tem um processo de tecnologia simples que se encontra bem dominado e em constante desenvolvimento. Em seguida são apresentados alguns métodos de execução de colunas de brita:

Método não vibratório

A primeira utilização de coluna de brita foi na construção do Taj Mahal na Índia. Foram executadas de forma arcaica com escavação de furos e preenchimento com material grosseiro manualmente que é compactado por patamares com auxílio de um pilão.

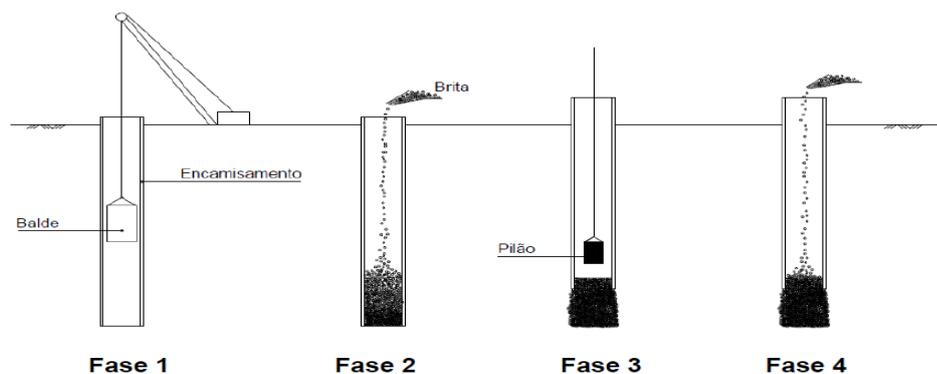


Fig. 2.15: Método tradicional de colunas de brita (Domingues, 2006)

Na fig.

2.15 tem-se a execução tradicional de colunas de brita.

Fase-1 tem-se a escavação do furo com auxílio de encamisamento, e com auxílio de um balde e uma carretilha, faz-se a retirada do solo escavado.

Fase-2 inicia-se o preenchimento do furo com material granular e grosseiro.

Fase-3 é feita a retirada parcial do encamisamento e inicia-se o apiloamento da brita com um pilão de 1.5 a 2 ton. De forma a compactar a brita.

Fase-4 repete o processo da fase-3, elevando o nível a um patamar superior e essa operação é repetida sucessiva vezes até atingir a cota da superfície. No último nível preenchido a cota da brita fica 30 cm acima da cota do terreno que vai ser apiloada por um pilão de uma área maior e pesando 4,0 ton. Segundo Nayak (1982) no início desse método se colocava 1.0 m de tubo, que funcionava como guia. Com tudo na escavação dos 2.0 metros seguintes abria se uma cratera que ultrapassava os 2.0 m de diâmetro, assim foi adotado o encamisamento completo do furo para garantir a estabilidade do furo.

Nos anos 50 no Japão foi desenvolvida uma técnica trocou-se a brita pela areia executando as colunas de areia, denominado de “compezer” (Aboshi et al., 1979). Este método é processo de encamisar a areia e introduzir no solo e saca-se a parte da camisa e se compacta essa areia criando um patamar e de forma sucessiva repete o processo até chegar à cota do terreno.

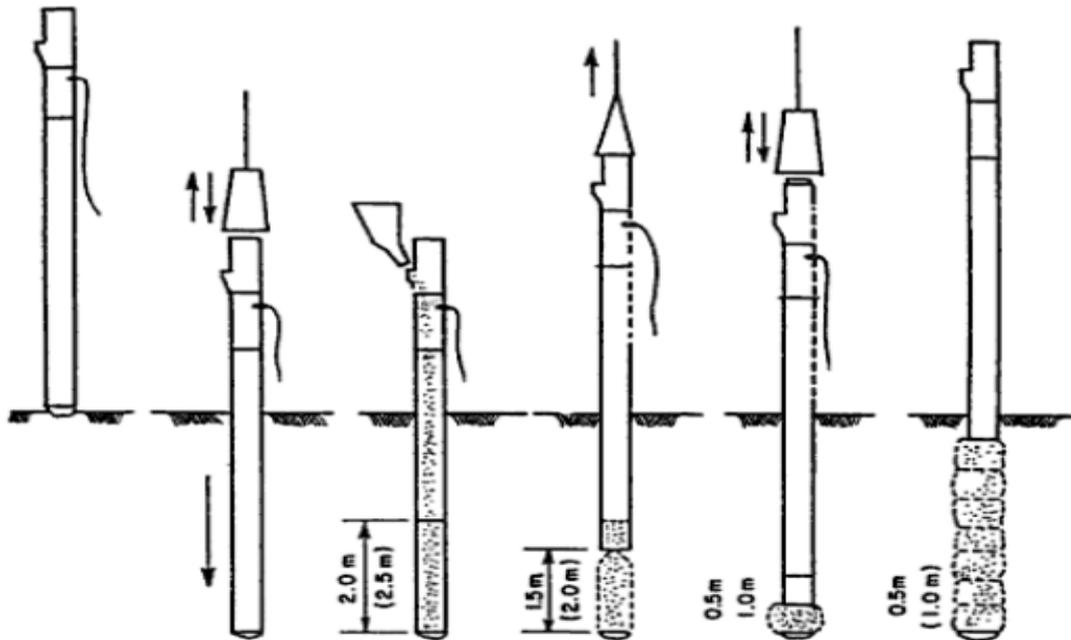


Fig. 2.16: Método “Compezer” de execução de colunas de areia (Bergado et al., 1991)

Coluna de brita com trado continuo, é um método executado através de um furo no solo com trado oco, com a rotação e movimentação vertical ao mesmo tempo, onde se processa a introdução da brita. Para se executar a coluna de forma continua. (fig. 2.17) através desse método faz o melhoramento do solo natural com a compactação da brita. A execução da coluna de brita através desse método oferece o tempo de execução como ponto forte levando 1:00h para execução de 20,0 m.

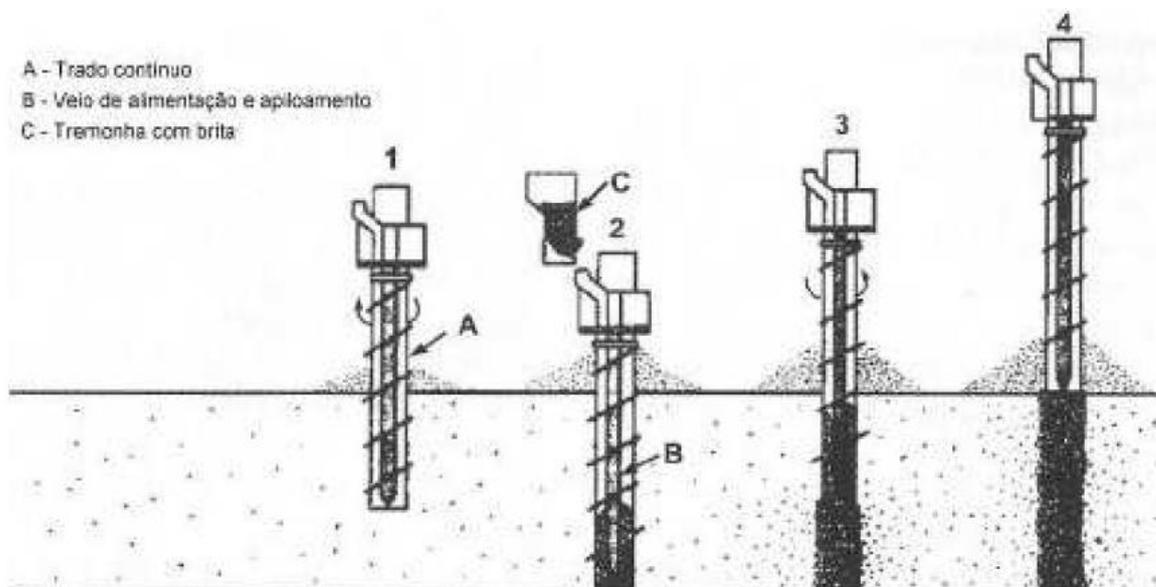


Fig. 2.17: Coluna com trado contínuo. (Adalier e Elgamal, 2004)

A vibrosubstituição é uma técnica aplicada para melhoramento dos solos moles e muito moles (teor finos, argilas e siltes) onde a brita é introduzida no solo através de uma sonda vibratória profunda, tendo como auxílio no processo de introdução da sonda a água no método úmido ou o ar comprimido no método a seco. A introdução da brita pode ser pelo topo de terreno ou na ponta da sonda vibratória.

A técnica de melhoria de solos com o uso de colunas de brita apresenta facilidade construtiva, produtividade e a redução de custos em obras executadas sobre solos mole.

O método construtivo é realizado em 5 fases:

A – Preparação

Com o equipamento instalado e estabilizado através de macacos hidráulicos sobre o solo a ser tratado e com o abastecimento de brita garantido através de caçamba elevatória. Inicia-se a segunda fase.

B – Enchimento

A brita contida na caçamba é despejada no tubo de tremonha que é fechado a introdução de ar comprimido condiciona o carreamento da brita até o orifício de saída.

C – Penetração

Com a introdução de ar comprimido e a vibração, o vibrador desce a profundidade do solo competente, havendo também a compressão lateral do solo.

D – Compactação

Com o solo competente atingido, sobe-se ligeiramente o vibrador e a brita é depositada no espaço livre. Logo em seguida desce o vibrador para expandir lateralmente a brita contra o solo, compactando-os.

E – Acabamento

Após a conclusão das colunas de brita. São construídas plataformas de trabalho. Construído com camadas de materiais granulares pouco compressíveis com espessuras que variam de 30 a 100 cm. Essa camada promove à fácil movimentação dos equipamentos da obra, melhora a eficiência das colunas, pois contribui para o confinamento próximo a superfície e forçando o alargamento da coluna a ocorrer a uma maior profundidade. Também permitindo uma melhor distribuição de cargas para as colunas e funcionando como camada drenante.

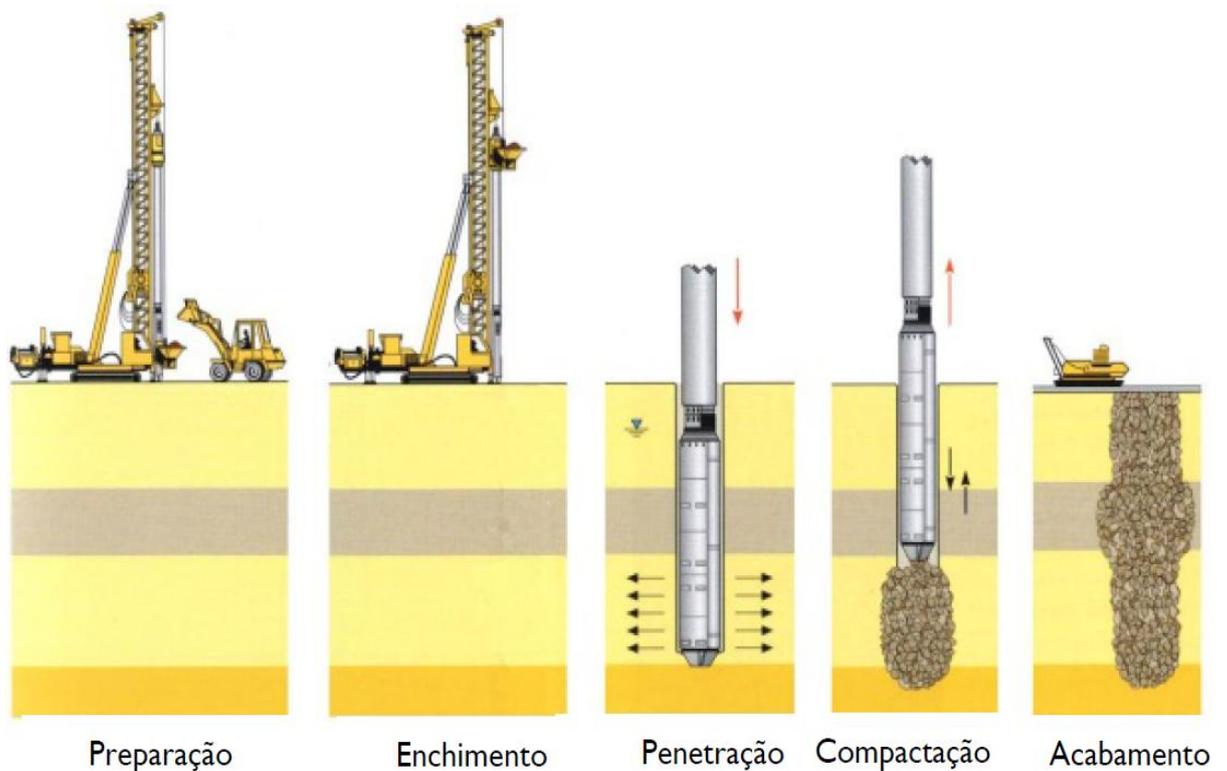


Fig.2.18: Etapas construtivas de colunas de brita (Candeias, 2008)

2.20 Aplicação de colunas de brita

Utilização para colunas de brita:

- A- Aumento expressivo na capacidade de carga dos solos moles.
- B- Promove a dissipação de poropressões por drenagem radial.
- C- Redução no tempo de recalques.
- D- Aumento da resistência ao cisalhamento do conjunto solo-coluna

A utilização das colunas de brita é uma técnica de aplicação versátil, tendo sua aplicação na maioria das vezes em solos moles e muito moles, mas também em qualquer outro tipo de solo ou até mesmo dentro d'água em obras offshore. Funcionam como um sistema de reforço de solos, trabalhando em confinamento á capacita a ter uma interação solo/coluna, que leva a uma redistribuição dos

esforços nas áreas com grande concentração de tensão. Alcançando um considerável aumento na capacidade de carga, aumento da resistência, e redução dos recalques. As colunas de brita também tem a capacidade de funcionar como um dreno com elevada permeabilidade em um solo com baixa capacidade permeável. Essa coluna ira recolhe radialmente a água que será expulsa. Esses processos drenam-te que ocorre não só em uma, mas em uma malha de coluna, que vai proporcionar uma consolidação acelerada, favorecendo uma grande redução do tempo para que grande parte das deformações se processe (Domingues, 2006). O uso de colunas flutuantes, com a ponta em solos moles, normalmente não se faz. O normal e que se assente as colunas em camada resistente.

O uso da coluna de brita se mostrou mais eficiente no tratamento de grandes áreas para recebimento de aterro do que em fundações rasas. A profundidade mais adequada das colunas de brita fica de 6,0 m a 15,0 m, mas já foram construídas colunas de 30,0 m.

Podemos enumerar três características principais para execução das colunas de brita.

- Aumento da capacidade de carga (aumento da resistência)
- Redução dos assentamentos (diminuição das deformações)
- Aceleração da consolidação (diminuição do tempo de recalque)

2.21 Características dos materiais

Para definição do tipo de fundação a ser usada em um empreendimento. Se deve avaliar os riscos envolvidos e a relação do custo/benefício. Sendo fundamental o conhecimento geotécnico do solo a ser tratado. Esse conhecimento é de suma importância quando se pretende realizar fundações profundas ou melhoramento de solo de fundação. Sendo necessária a realização de vários ensaios, seja no local, ou seja, em laboratório.

É fundamental a realização de sondagens para que se defina o perfil do solo e sua origem orgânica e as argilas e siltes, e as suas espessuras, definindo-se o melhor método para melhoramento desse solo. Tipos de ensaios que são mais utilizados: ensaio de corte rotativo “field vane test”, cone penetrometro, “CPT”, para determinar a resistência não drenada do solo. O ensaio SPT é apenas aconselhado para determinação do ângulo de atrito, do grau de capacidade e potencial de liquefação de solos não coesivos soltos.

É fundamental a realização dos ensaios clássicos de granulometria, limites de consistência e peso específico das diferentes camadas. É de uso fazer os ensaios tri axiais não drenados que determinam os parâmetros de resistência e deformação.

Os coeficientes de consolidação vertical e horizontal e os índices de compressibilidade e recompressibilidade é aconselhável a realização de ensaios edométricos de consolidação uniaxial em número suficiente de amostras indeformáveis.

As colunas de brita reforçam solos argilosos com partículas inferiores a 0.002 mm a areias finas soltas com partículas até 0.6 mm. Em solos argilosos com resistência drenada inferior a 10 kPa, não é aconselhável o uso de coluna de brita porque o seu confinamento lateral é bem reduzido e conseqüentemente a carga máxima suportada pelo conjunto solo/coluna é baixa, resultando numa maior deformação da coluna. Obrigando o uso de uma malha com espaçamento menor, tornando o processo inviável economicamente. Quando os valores se estabelencem entre 50 e 100 kPa o solo oferece grande resistência não justificando o uso de colunas de brita para reforço das características desse solo.

2.22 Material granular de enchimento para colunas.

O material de uso no preenchimento das colunas de brita, como o seu nome sugere é a brita. Material granular britado extraído de jazidas de granito segundo Nayak (1982), o material deverá apresentar uma boa gradação com dimensões

entre 2 e 70 mm, no entanto segundo Pereira (1983). São mais habituais diâmetros entre 8 e 32 mm, enquanto que a pré-norma europeia CEN/TC 288n 269 (CEN, 2003) indica valores entre 8 e 75 mm; já a Federal Highway Administration (FHWA, 1983) apresenta valores ligeiramente mais altos e vários fusos granulométricos possíveis (fig.2.19), sendo aconselháveis as alternativas 1 ou 2.

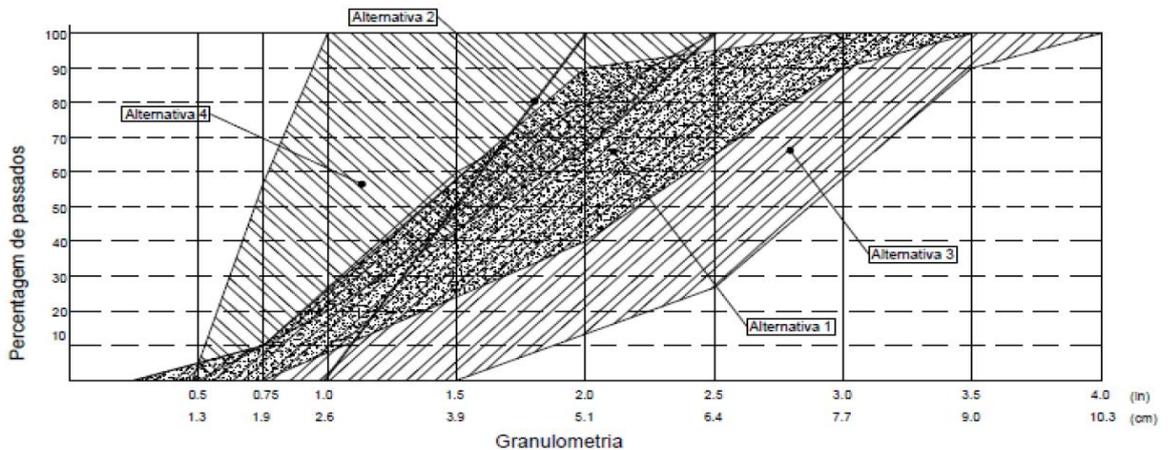


Fig.2.19: Fusos granulométricos proposto (FHWA, 1983).

Com trabalho de diversos autores, Domingues (2006) apresenta uma relação entre a resistência não drenada e o diâmetro das colunas e a proposta de Thorburn (fig. 2.20). É possível verificar que grande parte das aplicações se situa em solos com c_u entre 15 e 35 kPa e os diâmetros realizados entre 70 e 120 cm.

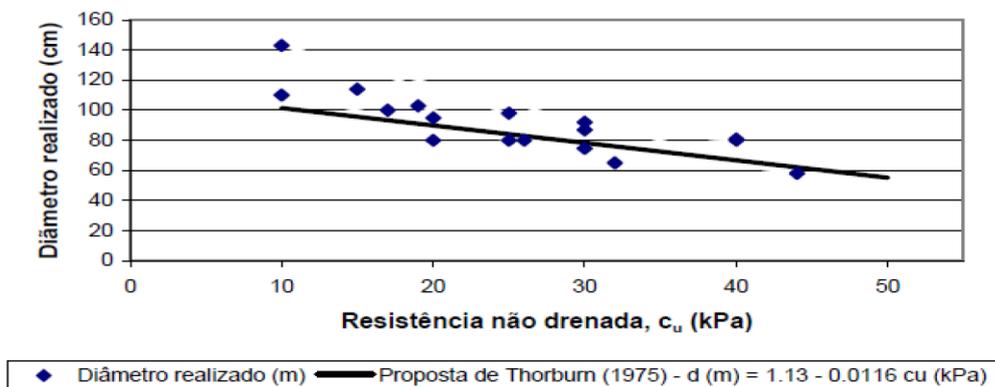


Fig.2.20: Relação entre o diâmetro das colunas e a resistência não drenada (Domingues, 2006).

2.23 História das colunas de brita

A primeira utilização de coluna de brita, documentada foi na construção do Taj Mahal na Índia. É uma obra-de-arte que está suportada por mais de 300 anos. Foram executadas de forma arcaica com escavação e preenchimento dos furos com brita manualmente.

A primeira aplicação moderna de coluna de brita data de 1930 na França (Barksdale e Bachus, 1983) como reforço do solo de fundação do arsenal militar de Bayonne, usando colunas de 2,0 m de profundidade e diâmetro de 20 cm. O processo consistia em cravar uma estaca rígida em solo mole e em seguida a sua retirada para preenchimento do furo com agregado de calcários. As colunas suportavam uma carga de 10 kN.

As colunas de brita ficaram em desuso até que em 1935, Moreau, fez o que se pensa ser o primeiro trabalho sobre colunas de brita, as redescobriu como uma possível subaplicação da técnica da vibrocompactação. Steurman (1939) desenvolveu alguns trabalhos sobre as aplicações da tecnologia da vibrocompactação e propôs que dobraria a capacidade de carga do solo tratado com colunas de brita.



a)



b)

Fig 2.21: Primeiros equipamentos de vibrocompactação

Fig. 2.21-a foto de uma das primeiras sondas vibratórias usadas na técnica de vibrocompactação em 1937

Fig. 2.21-b foto das primeiras obras de execução de colunas de brita na Alemanha 1950.

Como visto na fig. 2.21-b que data de 1950 com a aplicação dessa técnica da vibrocompactação na Alemanha, deu-se o início da execução das primeiras colunas de brita “moderna”, sendo redescoberta como uma técnica eficaz no melhoramento e reforço de solos coesivos e areias siltosas (Hughes et al., 1974; FHWA, 1983). (ASSUNÇÃO, 2010).

2.24 Colunas de brita e sua interface com o solo

A disposição das colunas de brita e o solo. A coluna de brita vista como uma unidade (fig. 2.22) mostra a coluna e o solo circundante, é consideradas as deformações radiais na área externa da coluna unitária como nulas.

As colunas são classificadas em dois tipos quanto à transferência de cargas, são elas as colunas fixas, as que se apoiam em solo competente que terá recalques inferiores às do conjunto coluna/solo ou as colunas flutuantes são aquelas com o comprimento menor que a camada de solo mole, as colunas flutuantes têm o desempenho competente quando se deseja aumentar a estabilidade do conjunto, para aprofundar o círculo crítico de ruptura.

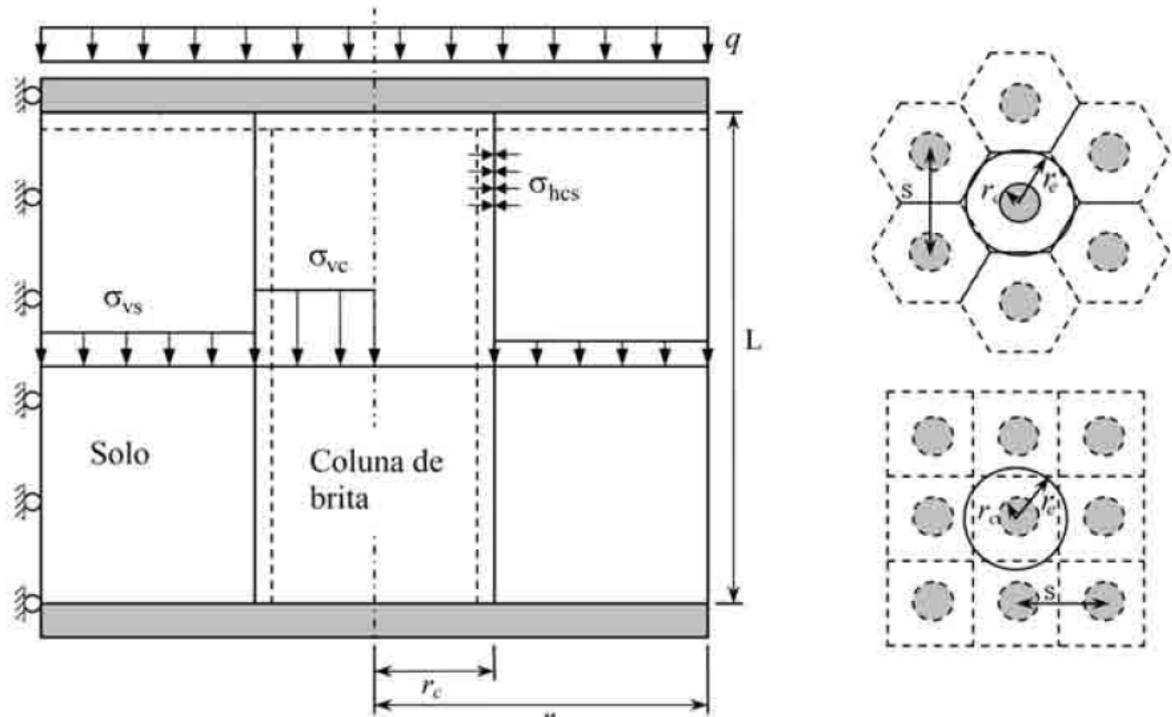


Fig.2.22: Conceitos de célula unitária (adaptado de Castro 7 conceitos de célula 2008)

Onde:

r_c = raio da coluna de brita

r_e = raio da área de influência

L = comprimento da coluna de brita

S = espaçamento entre o centro da coluna

q = carga vertical uniforme

σ_v = tensão vertical

σ_h = tensão horizontal

2.25 Coeficiente de substituição (CS)

Também denominado como a_s , que é a relação da área da coluna e a área de influência dessa coluna (tab.5.0 e fig.2.23) representada pela equação (6.6)

$$CS = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}} = a_s (\%) \quad (6.6)$$

Onde:

A_{col} = área da coluna granular

A_{sol} = área do solo circundante a coluna

A = área de influência da coluna

a_s = coeficiente de substituição

A coluna tem variações ao longo da sua construção no seu diâmetro (d_c), variando também o valor de CS. Adota-se um valor médio. Os valores de CS variam usualmente entre 0,1 e 0,35 (FHWA, 1983; Yee e Raju, 2007).

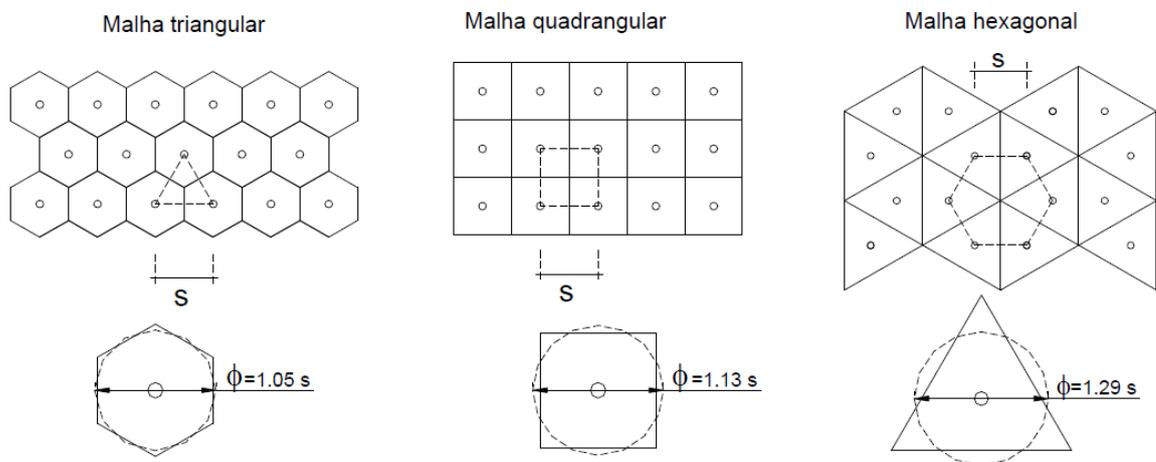


Fig.2.23: Áreas e raios de influência para diferentes tipos de malhas (Balaam e Polos, 1983)

Tabela 2.4: áreas de influência para tipos deferente de malhas (Balaam e Polos, 1993)

	Malha triangular	Malha quadrada	Malha hexagonal
$\frac{\phi_{inf.}}{s}$	1.05	1.13	1.29
Área de influência	$A = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot s^2$	$A = s^2$	$A = \frac{3\sqrt{3}}{4} s^2$

2.26 Concentração de tensão

Na relação entre a rigidez da coluna de brita e o solo mole, a coluna de brita recebe parte importante do carregamento, o que ocasiona uma redução global dos recalques. A concentração de tensões (FC) representa a capacidade de tensões efetivas verticais nas colunas granulares devido ao efeito de arqueamento. A fig 2.24 representa a distribuição de tensões verticais, ao longo de um grupo de colunas. Assim o FC é a razão a soma da tensão efetiva vertical que atua na coluna e no solo ao seu redor, representado pela equação (6.7). Adota-se o FC como o valor máximo ao final da construção no topo das colunas. (Lima, 2012)

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_v(col)}{\Delta\sigma'_v(sol)} \quad (6.7)$$

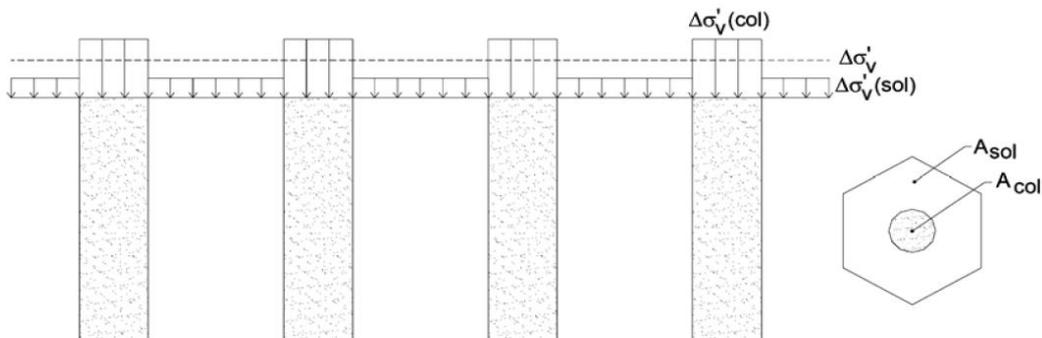


Fig. 2.24: Modelo de distribuição de tensões

Essa equação representa o equilíbrio das forças segundo a direção vertical.

$$(A_{col} + A_{sol}) \cdot \Delta\sigma'_v = A_{col} \cdot \Delta\sigma'_{col} + A_{sol} \cdot \Delta\sigma'_{sol} \quad (6.8)$$

O fator para concentrações de tensão, que quando em solo mole junto ao processo de consolidação, é dependente do tempo, com variação do acréscimo médio e da tensão efetiva, $\Delta\sigma'_v$ (fig. 2.24), com os acréscimos das tensões nas grandezas coluna/solo, A variação no tempo dessas grandezas ($\Delta\sigma'_{col}$ e $\Delta\sigma'_{sol}$) tem relação com o processo de consolidação do solo mole, isto tem relação com o tempo de carregamento rápido e o tempo de saída d'água por poropressão na estrutura sólida. Com a transferência de tensões efetivas do solo mole para a coluna, causando o efeito de arco, por regra FC chega ao seu valor máximo no final da consolidação.

Outro fato a ser destacado é que FC não se apresenta constante em profundidade. O fator de concentração de tensões, em regra aumenta em medida que a profundidade aumenta (Alamgir et al, 1996), a função das tensões de corte entre coluna/solo mole no entorno da coluna, decrescem em relação com profundidade.

As linhas isócronas dos excessos de pressão neutra (linhas que unem pontos de iguais valores do excesso de pressão neutra) não são verticais, mas abrem em forma de campânula à medida que nas proximidades dos estratos drenantes da superfície ou da base, (na maioria dos casos acontece em relação à superfície) como na fig. 2.25

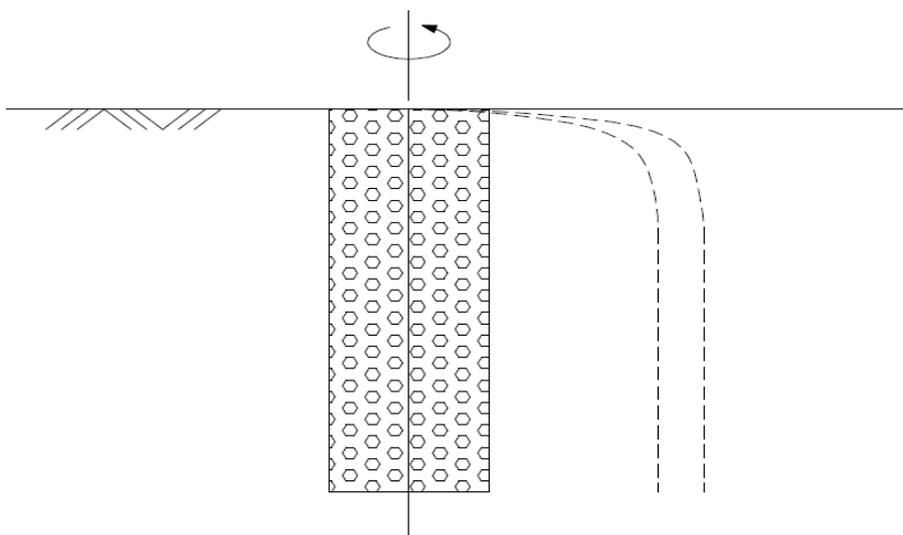


Fig. 2.25: Isócronas do excesso de pressão neutra

Os extratos de solo com deformabilidade no interior (maciços terrosos) também levam a um FC diferentes.

Em ensaios realizados de casos reais mostram que, para condições de drenagem, no final da consolidação do solo na superfície o FC varia de 2 a 6, mais comumente entre 3 e 5 (Folque, 1986), na base da coluna pode chegar a valores bem maiores, principalmente em solos muito compressíveis (Schlosser et al, 1983; Alamgir et al, 1996).

A relação entre o coeficiente de substituição e as deformabilidades da coluna e do solo, tem influência diretamente no FC. Diversos autores procuram a relação entre FC e CS, tendo na literatura diversas propostas distintas, levando a resultados antagônicos.

A definição do FC se baseia em valores médios das tensões. Efetivas no solo e na coluna variam em função da distância radial. Outro fator de suma importância é o fator de redução de assentamentos (FRA). É a relação entre o solo reforçado com colunas e o solo não reforçado para condições

idênticas. Também é usado o inverso do FRA, chamado de fator de melhoramento (n) genericamente quanto for o valor de CS maior será o fator de melhoramento, n , e menor será o fator de redução de assentamento (FRA).

Nesta definição assume-se um assentamento uniforme na superfície do conjunto coluna e solo, o que não real. Para um alto coeficiente de substituição tem-se um espaçamento apertado entre as colunas, com espaçamento apertado tem um alto efeito de arco que se mobiliza no solo entre as colunas, e o efeito contrário com o aumento do espaçamento diminui o efeito de arco no solo entre as colunas. Conclui-se então que a diferença de assentamentos a superfície entre a coluna e um ponto no solo ao redor dessa coluna aumenta com o aumento da distância radial do ponto ao centro da coluna. Este efeito independe da forma de como é aplicada as cargas, sendo dependente do efeito de arco existente. (Alamigir et al 1996) refere-se que apart de um determinado espaçamento, que corresponde a valores de substituição muito baixo, inferior a 0.01 o assentamento de colunas de um determinado ponto do maciço situado na fronteira exterior da zona de influência da coluna, são independentes um do outro.

2.27 Mecanismo de rotura

A capacidade de carga de uma coluna de brita depende da estimativa dos assentamentos previsíveis, que é o maior desafio para o tratamento de solos coesivos com essa técnica.

A rotura aqui estudada será sobre colunas de brita inseridas em solos moles, porque em solos mais grosseiros o que se visa é a redução da liquefação e não o aumento da capacidade de carga.

Coluna com excesso de carga tem deformações intoleráveis, que tem como consequência danos sérios nas estruturas que suportam. Em comparação aos esforços sofrido por uma coluna de brita e uma coluna de estaca rígida, na fig. 2.26 são apresentado as tensões atuantes nos dois casos.

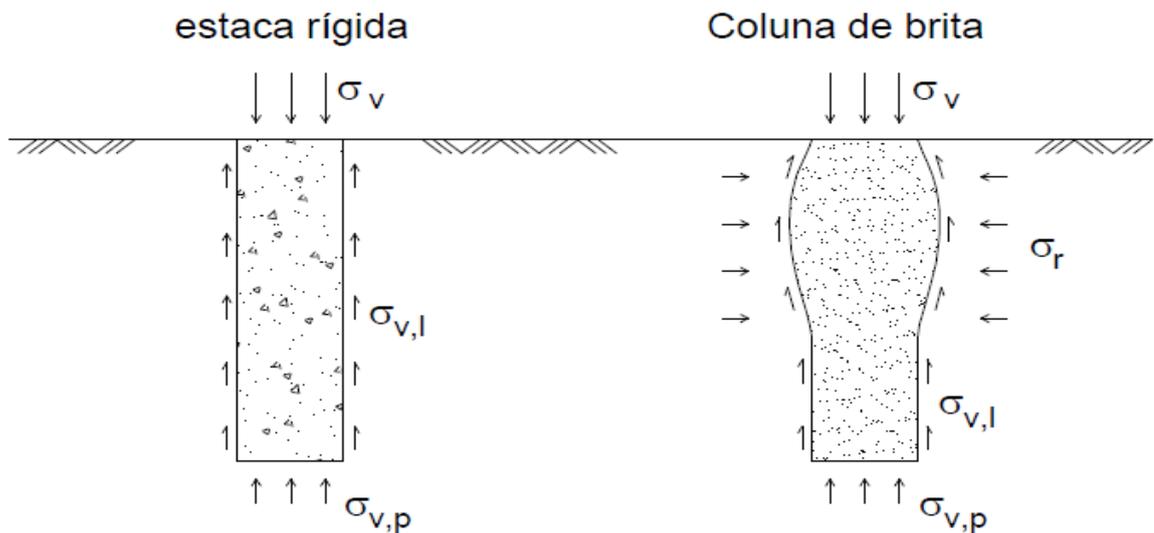


Fig.2.26: Tensões atuantes numa estaca rígida e numa coluna de brita

É fácil compreender que a estaca rígida com carregamento vertical transfere para o solo do entorno a força aplicada por atrito lateral ($\sigma_{v,l}$) ao longo do seu comprimento e também pela ponta ($\sigma_{v,p}$). No caso das colunas de brita por si só não são estáveis internamente, elas têm a tendência a se expandir radialmente com ação de tensões na vertical, porque o material granular não apresenta coesão interna. Mantendo-se estável pela ação da tensão de confinamento radial (σ_r) que é transmitida a brita pelo solo através de um mecanismo de reação passiva. Analogamente a uma estaca rígida, a força vertical aplicada na coluna terá que ser equilibrada, numa parte pelo atrito lateral e noutra pela tensão na ponta da coluna.

Segundo diversos autores (Hughes e Withers, 1974; Dayte, 1982, etc.), a rotura que pode ocorrer numa coluna isolada com carregamento vertical, num solo mole, são:

1. Rotura no topo da coluna por corte (“shallow shear failure”);
2. Falta de resistência de ponta ou atrito lateral;
3. Expansão lateral excessiva (“bulging”)

Dayte (1982), a rotura por corte no topo da coluna, se combate com a substituição da camada fraca com a introdução de uma camada de solo granular bem compactada. Aumentado o peso da camada estabilizadora e o ângulo de atrito de uma parte superficial potencial a rotura. Como visto em capítulo anterior é comum a construção dessa plataforma de trabalho.

A rotura por falta de resistência de ponta ou atrito lateral, o que provoca um deslocamento excessivo e generalizado da coluna. Nessa condição a coluna se apresenta como um elemento único, como está sem os elementos externos que são a resistência de ponta e laterais ela apresenta um comportamento deficiente. Assim pode se dizer que a rotura é externa a coluna.

A rotura por expansão lateral excessiva, ela é eliminada basicamente pela escolha ponderada do diâmetro da coluna (para colunas que trabalham com resistência de ponta) e comprimentos que garantam suficiente resistência lateral (para colunas flutuantes) essa escolha do diâmetro e comprimento, podem ser adotados métodos tradicionais existente para estacas.

No caso de colunas inseridas em solos rígidos, não á condicionam a rotura no topo, porque as cargas transmitidas pela coluna são relevantemente modestas para ordem dos diâmetros correntes na prática. Que as cargas determinadas pela resistência do estrato rígido.

No caso das colunas flutuantes, quando se apresentam com comprimentos que não se desfazem suficientemente as cargas podem surgir problemas de excesso de deformações verticais (a coluna enterra-se no solo).

A rotura por expansão lateral da coluna se deve por insuficiência de confinamento lateral do solo. O que acontece numa zona precisa da coluna, sendo uma rotura interna da coluna, essa zona critica se estabelece em uma profundidade com cerca de 4 vezes o diâmetro da coluna. Então a conclusão é que a resistência de uma coluna submetida a cargas verticais é combatida pela máxima

reação do atrito lateral, exercida pelo solo na zona das máximas expansões radiais.

Pode se descrever que o processo de rotura de uma coluna inserida em solo mole, em função de seu comprimento/diâmetro, então onde se conclui:

- Em uma relação comprimento/diâmetro baixa menor que 4 diâmetros, parte das solicitações verticais são transmitidas à ponta da coluna, sendo o seu comprimento insuficiente para absorção do atrito lateral e está trabalhara basicamente por ponta. Com uma coluna tão curta a tensão na base excede a resistência de ponta do solo. A rotura de ponta ocorrerá antes da rotura por excessiva expansão lateral.
- Em comprimentos maiores que 4 vezes o diâmetro a perda das tensões verticais é garantido pela resistência lateral, não havendo o perigo de rotura externa, sendo a rotura por excessiva expansão lateral uma condicionante. Em determinada profundidade da coluna em que as tensões verticais serão praticamente nulas. Pois esse comprimento da superfície até essa profundidade é suficiente para gerar uma resistência lateral capaz de equilibrar as tensões verticais. Um aumento para além dessa profundidade não é benéfico para capacidade de carga da coluna. Essa profundidade segundo Hughes e Winters (1974) é de cerca de 6 a 7 os diâmetros das colunas.
- seguindo a ordem de ideias aqui estabelecidas, uma coluna de brita inserida em um solo rígido, a onde se tem uma grande capacidade de resistência de ponta. Terá como mecanismo de rotura uma expansão lateral.

Conclui-se então que rotura de uma coluna de brita ocorre na sua maioria por uma expansão lateral, não se encaixando nessa conclusão os casos em que a coluna é introduzida em um meio com características homogêneas, no qual o seu

comportamento seja flutuante e o seu comprimento seja menor que 4 vezes o seu diâmetro.

Com a análise do comportamento das colunas de brita carregadas verticalmente obteve-se uma gama de dados, que forneceram subsídio para criação de alguns métodos de avaliação da capacidade de carga. Que foram desenvolvidos ao longo do tempo.

2.28 Método de capacidade de carga semi-empírico

O método semi-empírico desenvolvido na década de 70 por diversos autores (Hughes e Withers, 1974), que se base na teoria das cavidades cilíndricas (por Vesic, 1972) e também pela vasta experiência adquirida em numerosos ensaios, que permitiu o cálculo estimado da tensão efetiva vertical máxima alcançada por uma coluna isolada.

Esse método se base na condição em que o solo circundante e a coluna se encontram em estado de equilíbrio limite. É o estado de rotura por expansão lateral. Que pode ser simulado pelo ensaio pressiométrico, o qual tem um cilindro expandido contra o solo. Assim à medida que a coluna se expande contra o solo a resistência radial próxima do valor limite, aparte desse limite aconteceu expansões indefinidas. Se o solo apresentar um comportamento elástico perfeitamente plástico, então segundo Gibson a tensão limite é representada pela seguinte equação:

$$\sigma_{r,f(sol)} = \sigma_{r,0(sol)} + c_u \left(1 + \ln \left(\frac{E}{2 \cdot c_u \cdot (1 + \mu)} \right) \right) \quad (2.9)$$

Onde, $\sigma_{r,0(sol)}$, E , μ e c_u são, para o solo envolvente a coluna, a tensão radial total em repouso, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a resistência não drenada. $\sigma_{r,f(sol)}$ representa a tensão radial total que leva ao equilíbrio limite.

Os autores propuseram uma simplificação da expressão anterior com base em vários ensaios pressiométrico.

$$\sigma_{r,f(sol)} = \sigma_{r,0(sol)} + \lambda \cdot c_u \quad (2.10)$$

Na equação acima o $\lambda = 4$. Outros autores sugerem valores diferentes para $\lambda = 6$ (Soyez, 1985). Com efeito, considerando $\mu = 0.5$ (para condições drenadas), e par condições usuais E_u / c_u , λ varia entre 4.5 e 6.5 como mostra na figura 2.27

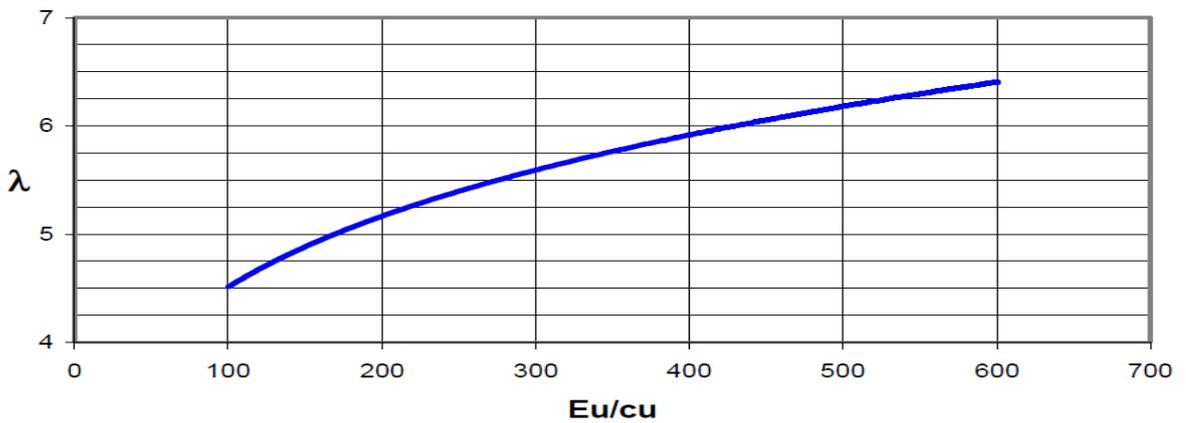


Fig.2.27: Relação entre o parâmetro λ e E_u / c_u

Os autores chegaram à expressão que se refere à brita que constitui a coluna, que é considerada na zona de expansão lateral que se encontra no estado limite em termos de tensões efetivas.

$$\text{sen}\phi'_{(col)} = \frac{\sigma'_{v,f(col)} - \sigma'_{r,f(col)}}{\sigma'_{v,f(col)} + \sigma'_{r,f(col)}} \quad (2.11)$$

Ou

$$\sigma'_{v,f(col)} = \frac{(1 + \text{sen}\phi'_{(col)})}{(1 - \text{sen}\phi'_{(col)})} \cdot \sigma'_{r,f(col)} \quad (2.12)$$

Os índices r, v, f e col, se referem à radial, vertical, rotura (“failure”) e coluna.

$$\sigma'_{r,f(col)} = \sigma'_{r,f(sol)} = \sigma_{r,f(sol)} - u_f \quad (2.13)$$

u_f = pressão neutra em rotura, á introduzindo nas equações 2.10 e 2.12 os autores chegaram à equação, que limita a tensão máxima vertical suportada por uma coluna:

$$\sigma'_{v,f(col)} = \frac{1 + \text{sen}\phi'_{(col)}}{1 - \text{sen}\phi'_{(col)}} \cdot (\sigma_{r,0(sol)} + \lambda \cdot c_u - u_f) \quad (2.14)$$

Os autores admitem que $\phi' = 35^\circ$, $\lambda = 4$ e $u_f = 0$, chegando à seguinte relação:

$$\sigma'_{v,f(col)} = 3.69 \cdot (\sigma_{r,0(sol)} + 4 \cdot c_u) \quad (2.15)$$

Com vários resultados de testes os autores chegaram à seguinte expressão geral para dimensionamento:

$$\sigma'_{v,f(col)} = 25 \cdot c_u \quad (2.16)$$

Com adoção de um fator de segurança de 3 com o diâmetro das colunas definido pela expressão de Thorburn, a carga admissível é dada por:

$$N_{adm} = \frac{1}{3} \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot \sigma'_{v,f(col)} = \frac{\pi}{12} \cdot (1.13 - 0.0166 \cdot c_u)^2 \cdot 25 \cdot c_u = \frac{25\pi}{12} (1.13 - 0.0166 \cdot c_u)^2 c_u \quad (2.17)$$

É de valia a atenção quando se for calcular o modo de rotura por excessiva expansão lateral, que ocorrem nas zonas mais superficiais. O valor de c_u a adotar deve ser apenas da camada com profundidade até cerca de 4 vezes o diâmetro da estaca. No dimensionamento prático, tem-se a escolha do espaçamento e

diâmetro das colunas de modo que as tensões efetivas fiquem dentro de valores compatíveis e dentro dos coeficientes de segurança. Com a capacidade de suporte da coluna dada pela Eq. 2.16

O método de cálculo semi-empírico é válido para uma coluna isolada, para uso em colunas em grupo pode ser usado segundo os autores, assumindo duas condições.

Os efeitos de endurecimento e de consolidação devidos à execução das colunas podem ser ignorados.

O comportamento de uma coluna inserida num grupo é o mesmo que uma coluna isolada.

2.29 Método empírico de Thorburn

Em meados da década de setenta, Thorburn (1975) em estudos preliminares realizados em conjunto com Mac Vicar, sugeriu uma regra de avaliação de carga admissível de uma coluna de brita, executadas por vibradores “Keller”. É uma regra empírica para colunas isoladas carregadas no topo e para colunas inseridas em grupo nesse caso toda carga é resistida pela coluna sem participação do solo.

($FC \approx \infty$)

Na fig. 2.28 é representada a capacidade de carga de uma coluna segundo Thorburn em função da resistência não drenada do solo a ser instalada. E o diâmetro da coluna eficaz, que será controlado através do consumo de brita. Proposto por Thorburn para cálculo do diâmetro a seguinte expressão.

$$d(m) \cong 1.13 - 0.0116 \cdot c_u (kPa) \quad (2.18)$$

A fórmula 2.18 ajusta-se adequadamente aos valores obtidos experimentalmente, como ilustrado na fig. 2.28.

Segundo o autor, apresenta uma relação a um coeficiente de segurança para a rotura á curto e longo prazo, após a consolidação do solo em torno da coluna.

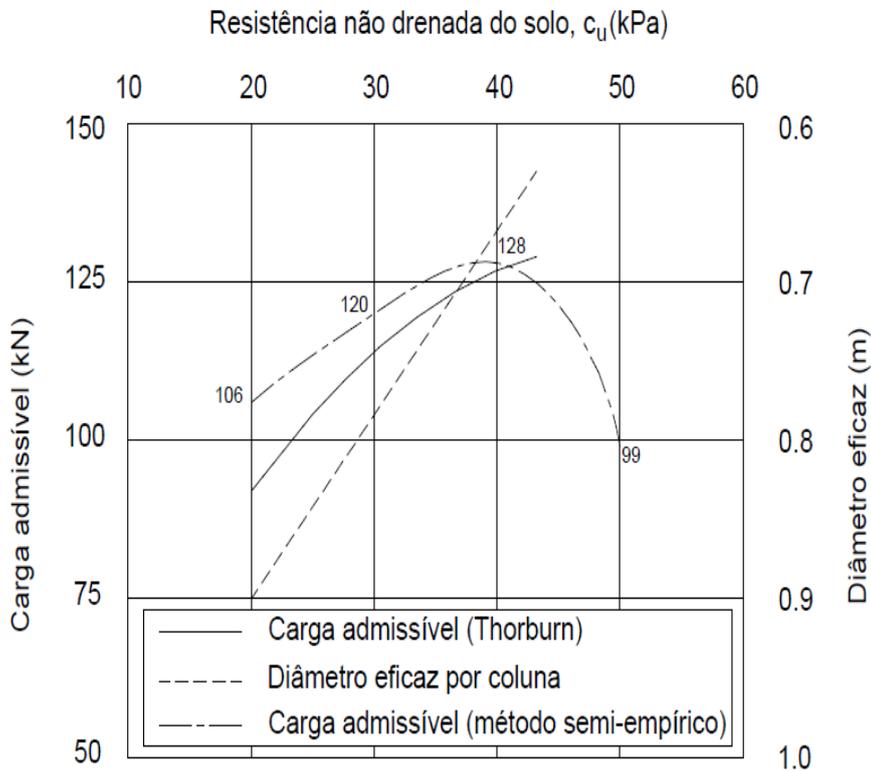


Fig.2.28: Previsão da carga admissível no topo e diâmetro eficaz de uma coluna de brita em função da resistência não drenada do solo (segundo Thorburn. 1975).

2.30 Assentamento de solos tratados.

O principal fator para o dimensionamento de colunas de brita é a redução do assentamento do solo tratado, que recebem carregamento exterior. Que é avaliado pelo fator de redução de assentamento (FRA), ou inverso o fator de melhoramento (n). Nos últimos 50 anos foram propostas diversas teorias para análise do comportamento do solo com colunas de brita, tanto para capacidade de carga quanto de assentamento. Seguem-se alguns métodos para estimativa dos assentamentos previsíveis de um solo melhorado com colunas de brita.

2.31 Método de Greenwoods.

Greenwood (1970) apresentou o primeiro método de dimensionamento para colunas de brita que permite uma avaliação da redução dos assentamentos, que é o resultado da execução de colunas de brita, sob fundações de grandes dimensões. As curvas propostas foram as primeiras a parametrizarem dois fatores: a resistência não drenada do solo c_u , e o processo de execução das colunas.

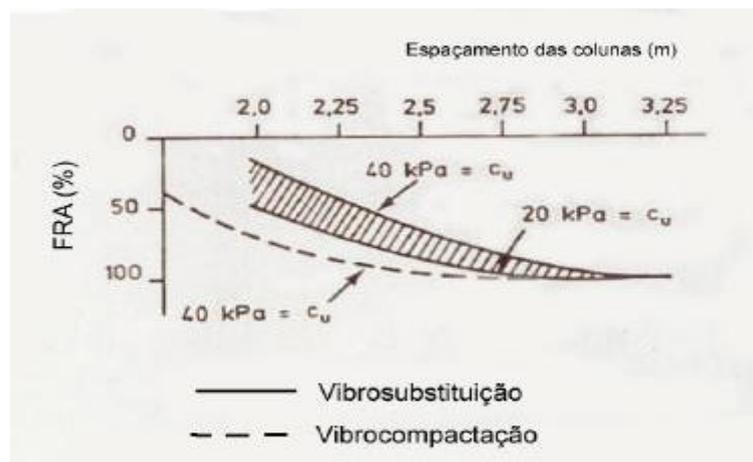


Fig.2.29: Diagrama de redução de assentamento.

Esse diagrama representa a redução de assentamentos devida à execução de colunas de brita em solos moles (segundo Greenwood, 1970).

2.32 Método simplificado de Aboshi et al (1979).

Aboshi et al (1979) propuseram um método simplificado para cálculo do assentamento previsível de uma coluna executada em uma malha. Considerando um desenvolvimento infinito em duas direções ortogonais.

A primeira situação que se admite é o assentamento uniforme entre a coluna e o solo do entorno. Situação que se comprova com obras executadas. Que é observado que a superfície da coluna se iguala ao solo do entorno.

Em solo não tratado por colunas de brita, o módulo de deformabilidade volumétrica, m_v , para um carregamento vertical, pode ser considerada constante, que é dado pela fórmula:

$$S_{(sol, NR)} = m_v \cdot H \cdot \Delta\sigma'_{v,f} \quad (2.19)$$

H = espessura do solo mole

$\Delta\sigma'_{v,f}$ = acréscimo da tensão efetiva vertical média (tempo infinito)

m_v = módulo de deformabilidade volumétrica

Com o fator de concentração de tensões e o coeficiente de substituição e com o equilíbrio vertical das tensões, temos a seguinte expressão que é a relação entre a tensão efetiva vertical do solo e o acréscimo da tensão efetiva vertical média:

$$\Delta\sigma'_{v,f(sol)} = \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \cdot \Delta\sigma'_{v,f} \quad (2.20)$$

Tendo uma uniformidade de assentamentos, é apresentada a expressão que permite calcular o assentamento do solo tratado com colunas de brita:

$$S_{(sol,R)} = m_v \cdot H \cdot \Delta\sigma'_{v,f(sol)} \quad (2.21)$$

Anexando a equação 2.20 a equação 2.21 tem-se:

$$S_{(sol,R)} = m_v \cdot H \cdot \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \cdot \Delta\sigma'_{v,f} \quad (2.22)$$

Dividindo a equação 2.22 pela equação 2.19 chega à equação final:

$$FRA = \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \quad (2.23)$$

Chaga-se a conclusão com esse método simplificado que o fator de redução de assentamento é função da geometria de assentamento das colunas (CS) e das características mecânicas das colunas e do solo (FC). (DOMINGUES, 2006)

2.33 Método de Pulko e Majes (2005)

Pulko e Majes apresentam uma solução analítica considerando a coluna como um material elasto-plástico com ruptura (*Mohr-Coulomb*) e dilatação constante. A argila é considerada como um material elástico linear. O resultado obtido é para recalque final, tendo variações de tensões ao longo do fuste e é considerado a plastificação parcial ou total da coluna. É usado como base valores das deformações verticais elásticas para obter as deformações plásticas, por Balaam e Booker (1981). O valor do recalque é obtido integrando as deformações, comparando os resultados obtidos com análises numéricas.

Utilizando $d_e/d_c = 3$, $\phi_c = 40^\circ$ para carregamentos superiores $0,5H\gamma'_s$ a ($0,5 \times$ comprimento da coluna \times peso específico do solo submerso compressível) o módulo de elasticidade das colunas e o solo se torna desprezível devido à plastificação das colunas

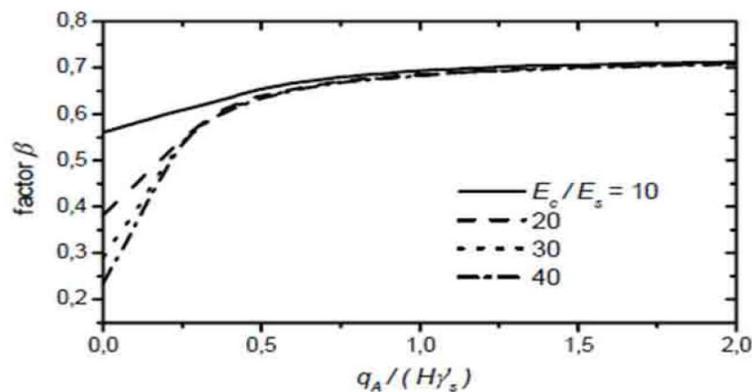


Fig.2.30: Efeito da razão dos módulos E_c/E_s no valor de β (1/FRR) (Pulko e Majes 2005)

Conclusão: Mantendo a geometria de assentamento das colunas (diâmetro e espaçamento), quanto mais rígidas forem as colunas (maior será o FC) menores serão os assentamentos do solo tratado. (LIMA, 2012).

3.0 Obras com utilização de colunas de brita

São apresentados alguns casos em que foi utilizada a técnica da coluna de brita, com bons resultados obtidos.

3.1 Superporto sudeste – pátio de estocagem (Companhia Siderúrgica do Atlântico) (2007/2008)

Uma área de estocagem e instalações portuária, localizada na Ilha da Madeira – Itaguaí, Rio de Janeiro. Em uma área de solo muito mole e coeso, uma área que estoca 50 milhões de toneladas de minério de ferro por ano. Foi feito o melhoramento do solo para permitir a armazenagem de pilhas de minério de ferro com uma pressão total gerada sobre o solo a partir de 3 m. de aterro e 16 m de pilha de minério de ferro é de aproximadamente 50 tons/m².

O solo da área é caracterizado por vegetação de mangue. A profundidade média da argila siltosa mole é de 9 m. Subjacente a argila é um solo residual competente.



Fig. - A



Fig. – B

Complexo industrial Thyssenkrupp, Santa Cruz – Ilha da Madeira, Rio de Janeiro, Fig. 2.31 A, Area de implantação do complexo (Candeias, 2008), Fig. 2.31 – B vista de execução durante os trabalhos (Quinalia, 2009).

Os benefícios alcançados com a adoção das colunas de britas podem ser enumerados em:

- ritmo acelerado da consolidação do solo, com o efeito de drenagem da brita.
- Redução de liquidação total, com o alto módulo de deformação.
- Aumento da estabilidade, com a alta capacidade de corte das colunas de brita.

Sendo utilizadas colunas de brita de 1,0 m, com 400.000 ml executados na obra, com profundidade que variam entre 12 e 18 m e grade 1,75 m e 2,2m de lado

3.2 Armazéns Solvay-Póvoa de Santa Iria, Portugal (2002)

Armazém construído na planície aluvionar do rio Tejo, com características do solo sendo lodosos, argilosos e areno-argilosos moles, incompatíveis com execução de fundações diretas, sendo necessário trata-los com colunas de brita.

As colunas de brita foram executadas com profundidade média de 12 m, com variação entre 8 e 15 m, com diâmetro de 0.70 m, e malha quadrada de 2,25 m na zona de laje e malha de 1,50 para zona das sapatas.



Fig.2.32 Armazéns Solvay-Póvoa de Santa Iria, Portugal, (Candeias / Felix, 2008)



Fig.2.33 Armazéns Solvay-Póvoa de Santa Iria, Portugal, (Candeias / Felix, 2008)

3.3 Linha do sul – Viaduto de Alvalade do Sado, Portugal (2003)

Construção de aterro no encontro Sul do viaduto de Alvalade do Sado, km 138. Foi encontrado um solo constituído por materiais aluveonares, de matriz argilo-siltosa com zonas arenosas de fraca capacidade portante (Valores de SPT entre 4 e 8 pancadas; módulo de deformabilidade 2,5 Mpa), com profundidade variando entre 4 e 9 m. Para garantir a estabilidade do aterro com altura máxima de 8 m. no encontro com o viaduto, foram instaladas colunas de brita com diâmetro de 0,80 m, executadas com malhas de distribuição quadradas de 2,25 e 2,60 m. foram executados 6.750 m. lineares de coluna de brita no total em uma área de 5.500 m².



Fig.2.34 Aspecto presente do encontro Sul do Viaduto de Alvalade do Sado, (ANTUNES / BARROS, 1995).

3.4 Estudo de caso Av. Salvador Allende (Via Olímpica), Rio de Janeiro (2015)

Construção de aterro entre 3 e 7 m, no encontro do viaduto com a Avenida, situado em uma área de 5.000 m², essa área é constituída de um solo cujas as características são bastante precárias para sua futura utilização, que servirá de base para execução do encontro para o viaduto com a via olímpica. Com solos de fundação silte-argiloso. Optou-se por instalação de colunas de brita. Que foi uma decisão do consórcio executor da obra para que se acelerasse o processo de melhoria do solo. Em virtude do cronograma curto. Apesar de ter em mãos uma tecnologia de menor custo (geodreno), mas com um tempo de consolidação muito maior. O ponto negativo hoje é o custo da pedra britada que é a matéria prima do processo. O que em casos de obras com cronograma elástico, se torna inviável, pois sua vantagem é o tempo de execução e o de consolidação. Nessa obra foi executado colunas de brita com diâmetro de 0,8 m, comprimento variando de 12 a 14 m, com malhas quadrangulares de 1,25 a 1,25



Fig. 2.35 Av. Salvador Allende (Via Olímpica, 2015), Rio de Janeiro



Fig. 2.36 Av. Salvador Allende (Via Olímpica, 2015), Rio de Janeiro

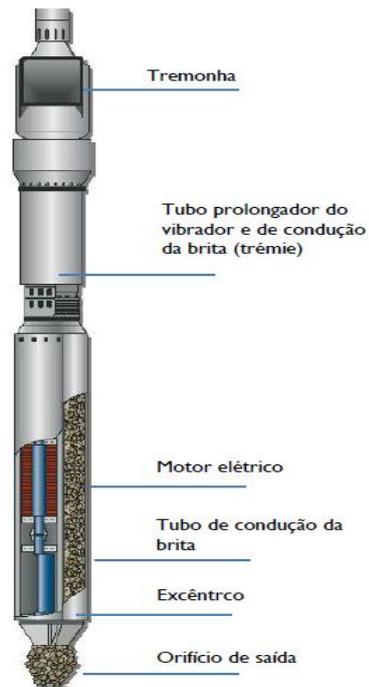
3.5 Equipamentos utilizados em vibro compactação



Equipamento Vibrocat



Sistema S-Alpha onshore



Detalhe do vibrador

Fig. 2.37 Equipamentos

As colunas de brita são executadas com um vibrador tremie, com sua extremidade superior instalada com um crivo e uma tremonha para alimentar de brita. Esses equipamentos, desenvolvidos especialmente para execução de colunas de brita, eles são dotados de tubos vibradores de baixa frequência que podem ser montados sobre esteiras chamados de vibrocat, que são epregados em execução de colunas até 20 m. de profundidade. Em profundidades que ultrapassam os 20 m, são acoplados quindastes – sistema S-alpha que podem executar profundidade superior a 30 m.

O sistema S-alpha também são utilizados em obras off-shore, onde podem ser montados em guias sobre embarcações.

O vibrador é constituído por um motor elétrico montado de um cilindro que faz girar uma massa excêntrica em torno de um eixo vertical que provocam vibrações radiais. Seu comprimento vari de 3 a 5 m, sendo conectados em prologadores para atingir profundidades maiores.

O equipamento vibratório além de garantir a verticalidade das colunas de brita através do peso do vibrador também são fundamentais para compactação e expansão lateral da brita contra o solo envolvente.

4.0 Conclusão

A vibrocompactação com colunas de brita tem sido amplamente utilizada em vários países a varias dezenas de anos, sendo comprovada a sua eficiência, segurança e economia como método de melhoramento de solos deficientes do ponto de vista geomecânico.

A vibrocompactação tem como pontos positivos: É de um processo simples, rápido de adensamento dos solos coesivos. Além do melhoramento das características de resistência do solo, também apresenta uma redução de liquefação sísmica. É um processo de melhoramento completo e versátil que possibilita o tratamento de uma gama de tipos de solo. Simultaneamente tem características de reforço e drenagem o que melhoram as características geomecânicas e aceleram a velocidade de consolidação.

E como ponto negativo, hoje é o custo da brita, que em casos de obras que tenham um cronograma elástico se torna inviável, perdendo em custo para tecnologia da fita drenante de geotêxtil.

Os vários parâmetros a considerar quando do seu dimensionamento. Vai depender das características do solo que vai sofrer a intervenção tendo sido analisados neste trabalho. Contribuindo para um melhor dimensionamento das colunas de brita. O resultado final vai depender de um controle rigoroso de qualidade, em todas as fases de execução. Com o controle do comportamento das estacas após o reforço. Aspecto determinante para que os resultados definidos no projeto sejam alcançados.

Assim o processo de colunas de brita, utilizadas para melhoramento de solos moles tem vantagens, quando comparada com outras tecnologias de melhoramento de solos mole, no que se refere a custo, prazo e complexidade.

5 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, MÁRCIO DE SOUZA S., **Aterro sobre solos moles: projeto e desempenho/ Márcio de Souza S. Almeida, Maria Esther Soares Marques.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 1v. 337 p.

ANTUNES, JOSE LUIZ F. B., Keller. – Portugal, Castanheira do Ribadejo, Portugal,

BARROS, PEDRO JORGE M. A., Keller – Portugal, Castanheira do Ribadejo, Portugal,

Resumo integrados nas diversas fases da modernização da rede ferroviária, 1995.

ASSUNÇÃO, B.A.N.B. DA COSTA. **Colunas de brita e pré-carga em solos de fundação de reservatórios de betão armado.** (Dissertação em mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica). Porto: Faculdade de Engenharia do Porto, 2010.

CANDEIAS MIGUEL A. S., Keller Grundbau GmbH; Autor da palestra

Palestra: Keller / Craft Engenharia, 2008

DOMINGUES, T.S.SABINO. **Reforço de fundação com colunas de brita em aterros sobre solos moles.** (Dissertação em mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica). Porto: Faculdade de Engenharia do Porto, 2006.

LIMA, BRUNO TEIXEIRA. **Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito mole**. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

MARANGON, M. **Solos: Mecânica dos Solos II**. Apostila

Minas Gerais: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2007. 1 v. 172-192 p.

PINTO, CARLOS DE SOUZA, **Curso Básico de Mecânica dos Solos**.

3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 1 v. 367 p.