



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Metodologias empíricas para a previsão dos efeitos da liquefação induzida por sismos em fundações

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

Autor

Ricardo Manuel Cristóvão Gil dos Reis

Orientador

Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2013

RESUMO

A liquefação induzida por sismos é um fenómeno que causa com alguma frequência efeitos extremamente negativos em estruturas construídas sobre solos aluvionares granulares e submersos, quanto sujeitos a ações sísmicas. Ainda que do ponto de vista científico se tenham produzido avanços significativos do ponto de vista da modelação do comportamento de fundações sujeitas aos efeitos da liquefação sísmica, o uso de metodologias empíricas continua a dominar a prática corrente no que respeita à previsão do comportamento e à eventual necessidade de melhorar o maciço como forma de mitigar os efeitos da liquefação.

Este trabalho compila diversas metodologias, de base empírica, propostas na bibliografia técnica e científica, para realizar a previsão do comportamento de estruturas sujeitas aos efeitos da liquefação induzida por sismos. O trabalho, essencialmente de revisão bibliográfica, procura caracterizar do ponto de vista fundamental o problema em questão, abordar os diversos aspetos capazes de influenciar o comportamento de estruturas construídas em depósitos suscetíveis à liquefação, apresentar e discutir as diferentes metodologias propostas para prever o comportamento das estruturas, com ou sem o uso de técnicas de mitigação dos efeitos da liquefação.

O trabalho tem por objetivo comparar diferentes metodologias que, do ponto de vista da prática corrente, permitem uma estimativa mais ou menos grosseira dos efeitos da liquefação induzida por sismos em estruturas. Apesar das claras limitações deste tipo de abordagens a sua utilização continua a ser muito frequente, pois a modelação com base em ferramentas avançadas que supostamente permitem uma previsão rigorosa do comportamento continua a ser bastante falível e limitada a casos práticos muito particulares ou de investigação.

ABSTRACT

Earthquake-induced liquefaction often causes extremely serious effects in structures built in granular saturated soils, when earthquakes occur. Even if significant scientific advances have been achieved in terms of the modelling of the behaviour of foundations under the effects of seismic liquefaction, the use of the empirical methodologies is still dominant in current practice with respect to the prediction of the behaviour and to the need to reinforce the soil massif in order to mitigate liquefaction effects.

This thesis compiles several methodologies, of empirical basis, proposed in the technical and scientific literature, for predicting the behaviour of structures under the effects of earthquake-induced liquefaction. The work, mostly based on literature review, aims at characterizing the problem from the fundamental point of view, identifying the various aspects able to influence the behaviour of structures built over soil massifs susceptible to earthquake-induced liquefaction presenting and discussing the methodologies proposed for prediction of the behaviour of those structures, with or without the use of liquefaction mitigation techniques.

The work aims at comparing different methodologies that, from the view of current design practice, produce a reasonable estimate of liquefaction effects on structures. Despite of the limitations of these approaches, their use remains very popular, because the modelling based on advanced tools that supposedly produce more accurate predictions is still very erratic and limited to very particular case studies or research situations.

ÍNDICE

RESUMO	2
ABSTRACT	3
ÍNDICE	4
1 INTRODUÇÃO	6
2 OS EFEITOS DA LIQUEFAÇÃO	8
2.1 Vulcões de Areia	8
2.2 Rotura ao Escorregamento	9
2.3 Fluência lateral	10
2.4 Oscilação a camada superficial	11
2.5 Perda de capacidade de carga	11
2.6 Levantamento de estruturas leves enterradas	12
2.7 Rotura de Muros de Suporte	13
2.8 Alteração das características do sismo	13
3 AVALIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	14
3.1 Suscetibilidade à liquefação	14
3.1.1 Critérios geológico e composicional	14
3.1.2 Densidade Relativa	15
3.1.3 Características do sismo	15
3.1.4 Estado de tensão inicial	15
3.1.5 Idade e Origem dos solos	16
3.1.6 Histórico de sismo anteriores	16
3.1.7 Nível de Saturação	16
3.1.8 Espessura da camada de areia	16
3.2 Avaliação da possibilidade de ocorrência da liquefação	17
3.2.1 Fator de Segurança	17
3.2.2 CSR	18
3.2.3 CRR	19
3.3 Estimativa de assentamentos	21
3.3.1 Tokimatsu and Seed (1987)	22
3.3.2 Ishihara and Yoshimine (1992)	25
3.3.3 Shamoto et al. (1998)	26
3.3.4 Wu and Seed Model	28
3.4 Resistência Residual	29
3.4.1 Metodologia de Idriss Model	30
3.4.2 Metodologia de Olson and Stark	31
3.4.3 Metodologia de Idriss and Boulanger	31
3.4.4 Metodologia de Kramer-Wang	32
4. MITIGAÇÃO DOS EFEITOS DA LIQUEFAÇÃO	34

4.1	Objetivos.....	34
4.2	Alternativas de mitigação	34
4.2.1	Substituição do solo.....	34
4.2.2	Drenagem.....	35
4.2.3	Densificação.....	35
4.3	Geometria do volume a tratar	39
4.4	Verificação do melhoramento.....	40
4.5	Tendência de aplicação na prática.....	41
5	CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHO FUTURO.....	42
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	43

1 INTRODUÇÃO

Os efeitos da liquefação sobre estruturas que irão ser apresentados no capítulo 2, demonstrarão que as suas consequências a nível económico e socioeconómico são muito graves, podendo influenciar todo o desenvolvimento de uma localidade e mesmo de um país, para não mencionar o número de vidas que se poderão perder, quer nas consequências diretas (efeitos diretamente nas estruturas), quer nas indiretas (meios de comunicação e socorro inoperacionais).

Assim torna-se necessário prever a sua ocorrência e caso ocorra os seus efeitos de modo a se poder decidir sobre eventuais necessidades de mitigação dos mesmos. Existem várias técnicas de mitigação que foram e estão a ser estudadas, tentando-se igualmente comprovar a sua eficácia.

Neste trabalho irão ser apresentados os seguintes temas divididos pelos seguintes capítulos.

Capítulo 2: Os efeitos genéricos da liquefação

Capítulo 3: Neste capítulo será feita a avaliação à liquefação, ou seja a sua suscetibilidade, a avaliação de ocorrência, os assentamentos esperados e o calcula da resistência residual.

Capítulo 4: Aqui irão ser abordados os temas relativos à mitigação, ou seja os objetivos desta, as várias técnicas utilizadas, a geometria do volume a tratar, a verificação do melhoramento e em termos práticos, qual a tendência de aplicação

Capítulo 5: Capítulo dedicado às conclusões do trabalho e propostas de trabalho futuro

Durante um sismo, a liquefação ocorre quando a pressão neutra num solo saturado iguala a pressão total, o que torna a pressão efetiva igual a zero. Um solo liquefeito tem um comportamento de um fenómeno mais conhecido: Areias movediças.

Naturalmente, devido às forças de gravidade as partículas de solo estão ligadas umas às outras, formando uma rede bastante estável, no entanto durante a liquefação, o aumento de pressão neutra consegue contrapor essas forças de gravidades, rompendo com essas ligações e suspendendo as partículas. A partir deste ponto o solo passa a comportar-se como um líquido, perdendo resistência mecânica, tendo consequências dramáticas para as estruturas.

Se a liquefação ocorrer por baixo de uma camada de solo mais densa, poderão ocorrer vulcões de areia, ou seja ocorre um aumento de pressão neutra até ao ponto em que cria um caminho até chegar à superfície.

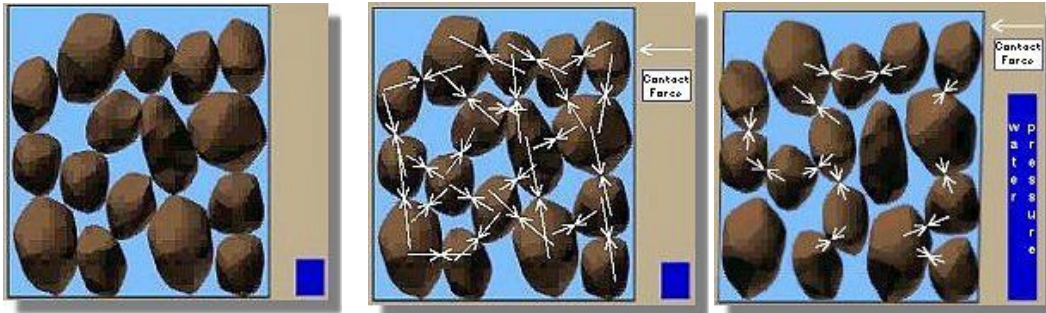


Figura 1

Figura 2

Figura 3

As figuras 1 e 2 representam partículas de um solo saturado, sem qualquer tipo de carga aplicada, mostrando as interações existentes entre as partículas. Já a figura 3 apresenta uma diminuição dessas interações com o aumento da pressão neutra.

Pelas observações em sismos anteriores, maioritariamente a liquefação só ocorre quando o nível freático se encontra a menos de 10m de profundidade e em maciços mais recentes, pois o solo aqui encontra-se menos compactado. As zonas de maior risco são as seguintes:

- Zonas onde a liquefação já ocorreu em sismos anteriores
- Zonas onde existem aterros mal compactados contendo materiais suscetíveis à liquefação, que estejam saturados, parte saturados, ou que seja previsível que fiquem saturados.
- Zonas onde existe alguns estudos geotécnicos cujos resultados mostrem alguma suscetibilidade para a ocorrência de liquefação
- Onde não existem estudos, zonas com solos mais recentes

Assim, as zonas onde o solo é granular e está saturado têm um risco acrescido na ocorrência de liquefação, como margens de rios, lagos e mares, terra reclamada ao mar, pântanos, estuários, delta de rios, etc.

É precisamente nestas zonas, onde se encontram grande parte das cidades mais populosas do mundo.

2 OS EFEITOS DA LIQUEFAÇÃO

A liquefação dos solos durante um sismo produz efeitos muito severos quer em campo aberto, quer em estruturas feitas pelo homem, e conseqüentemente muito graves em termos de socorro das vítimas do próprio sismo, quer posteriormente em termos económicos. Pode-se afirmar que qualquer país sujeito a casos graves de liquefação dos solos nas suas cidades poderá sofrer uma devastação económica e social.

Assim os principais efeitos da liquefação dos solos são os seguintes:

- Vulcões de Areia
- Rotura ao escorregamento
- Fluência Lateral provocando rotura de estacas
- Oscilação a camada superficial do maciço
- Perda de capacidade de carga provocando rotura de fundações superficiais
- Levantamento de estruturas leves enterradas
- Rotura de Muros de Suporte
- Alteração das características do sismo

2.1 Vulcões de Areia

Os vulcões de areia apresentam grande perigosidade para as estruturas, é mais uma evidência de que a liquefação ocorreu. (Figura 4)



Figura 4 – Vulcões de Areia

2.2 Rotura ao Escorregamento

Este tipo de rotura acontece em taludes com inclinações da ordem dos 5% ou superiores.

Basicamente são escorregamentos de taludes em grande escala e ocorre quando o solo perde a sua resistência e escorrega como um líquido causando grandes deformações no solo e atingindo largas centenas de metros. Também poderão ser blocos de solo intacto que poderão escorregar sobre uma camada de solo liquefeito.



Este tipo de roturas não ocorre só em terreno natural, mas também em estruturas feitas pelo homem, como barragens de terra, barragens de minas e aterros vários

Um dos casos mais recentes foi a rotura do talude a montante da barragem de terra San Fernando durante o sismo de 1971 na Califórnia. (Figura 5)

Figura 5 – Barragem San Fernando após o sismo de 1971

2.3 Fluência lateral

Provavelmente este tipo de rotura devido à liquefação é o mais comum e envolve deformações laterais de blocos intactos do maciço como resultado da ocorrência de liquefação nas camadas inferiores (Figura 6).

Outro fenómeno que também pode ocorrer ao mesmo tempo são movimentos rotacionais. A Fluência lateral normalmente ocorre em maciços com pouca, mas alguma inclinação, com consequências maiores quando se deslocam para frente livre (figura 8), muitas vezes rios e pode atingir deformações até 10m causando estragos em infraestruturas enterradas, fundações de edifícios, estradas (figura 7) e caminhos-de-ferro. Por exemplo no sismo de 1964 no Alasca 266 pontes sofreram danos nas suas fundações por estacas.

Na sua maioria estavam construídas sobre estacas, cujas secções superiores tinham sofrido deslocamentos laterais.

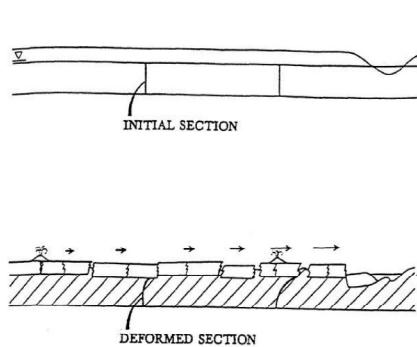
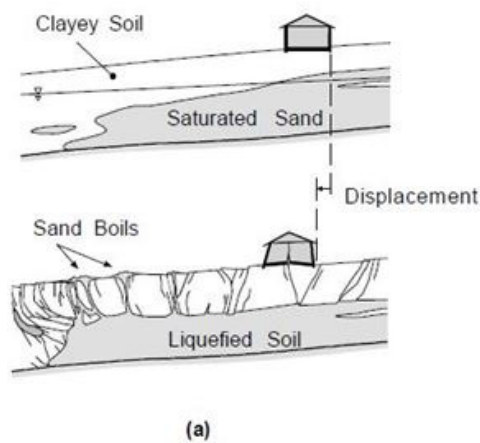


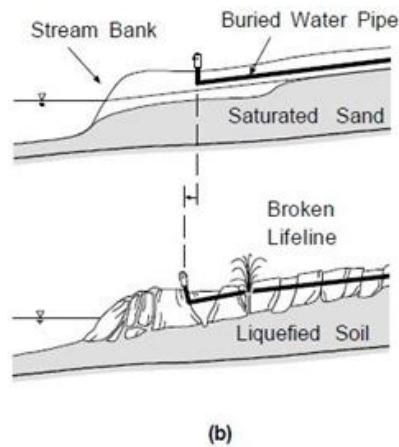
Figura 6



Figura 7



(a)



(b)

Figura 8 – Escorregamento para frente confinada (a) e para frente livre (b)

Em 1992, depois de estudados centenas de casos ocorridos chegou-se à conclusão que as deformações laterais significativas desciam drasticamente em sismos com uma magnitude inferior a 6 e que em solos muito densos os mesmos não são significativos em sismos com uma escala até 8.

2.4 Oscilação a camada superficial

Quando o terreno é praticamente plano não permitindo a fluência lateral, a liquefação em profundidade poderá criar movimentos oscilantes do maciço superficialmente (figura 9), dando a sensação que este está a flutuar criando ondas, visto que este não se liquefez. O resultado desta oscilação é acompanhado fissuras (figura 10) e o aparecimento de vulcões de areia, precisamente por essas fissuras, sendo potencialmente muito devastador para infraestruturas enterradas

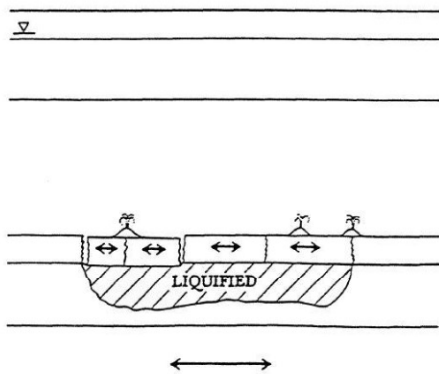


Figura 9



Figura 10

2.5 Perda de capacidade de carga

Em locais onde o maciço está a suportar grandes estruturas e o mesmo sofre liquefação, assiste-se a grandes assentamentos verticais e rotacionais das estruturas (figura 11). A perda de capacidade de carga também pode ocorrer se a liquefação se der numa camada mais profunda de areia, propagando-se para as camadas superiores levando a um enfraquecimento das camadas que suportam a estrutura.



Figura 11

2.6 Levantamento de estruturas leves enterradas

Aqui o solo liquefeito, devido ao excesso de pressão neutra comporta-se como um “líquido pesado” causando o levantamento de estruturas leves, como é o caso de condutas de sistemas de esgotos, água, etc, fazendo com que as mesmas “flutuem” (figura 12).



Figura 12

2.7 Rotura de Muros de Suporte

Existem 3 maneiras da liquefação danificar os muros de suporte. A primeira é o solo à frente do muro sofrer liquefação fazendo com que a resistência passiva diminua, a segunda é o contrário, o solo que está a ser suportado liquefaz aumentando drasticamente a pressão exercida sobre o muro (figura 13). Estes dois tipos poderão causar derrubamento do muro. Já a terceira é ocorrer a liquefação no maciço que suporta a fundação do muro causando a sua perda de capacidade de carga.



Figura 13

2.8 Alteração das características do sismo

Os solos liquefeitos poderão diminuir os efeitos do próprio sismo nas estruturas dos edifícios, devido ao facto de o solo ao se transformar num líquido o que leva a que as ondas sísmicas não se propaguem para a estrutura.

3 AVALIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Neste capítulo é estudado a suscetibilidade de um determinado solo à liquefação, assim como o cálculo de um fator de segurança que define ou não se irá ocorrer liquefação. Seguidamente serão apresentadas metodologias empíricas para estimar os assentamentos dos solos sujeitos à liquefação, assim como estimativas para o cálculo da tensão residual

3.1 Suscetibilidade à liquefação

Baseado na observação no campo e em resultados em laboratório existem vários fatores que afetam a suscetibilidade, ou seja, se um solo reúne as condições necessárias para ocorrer a liquefação:

3.1.1 Critérios geológico e composicional

O tipo de solos mais suscetíveis a sofrerem liquefação são solos cuja resistência de deformação é mobilizada através da fricção entre partículas. Se outros fatores, como a forma das partículas e a densidade relativa se mantiverem iguais a resistência de formação diminui com a diminuição do tamanho das partículas.

Tsuchida (1970) resumiu resultados de várias análises de solos onde tinha ocorrido a liquefação e onde não tinha ocorrido e propôs as curvas apresentadas da figura 14. A área entre as duas curvas do meio apresenta as areias e areias siltsas com baixa resistência à liquefação. Os solos fora dessa área correm menos riscos de ocorrência de liquefação. Os solos com grande percentagem de cascalho conseguem dissipar muito rapidamente o aumento de pressão neutra, apesar de existirem casos onde isso aconteceu, devido a serem camadas confinadas por solos menos permeáveis. O espaçamento entre as duas primeiras curvas (à esquerda), reflete a influencia dos finos em diminuir a tendência de densificação das areias, sendo mais difícil a ocorrência da liquefação.

Também existem estudos que comprovam que solos bem graduados têm uma suscetibilidade de ocorrência de liquefação menor do que solos mal graduados, como por exemplo areias finas.

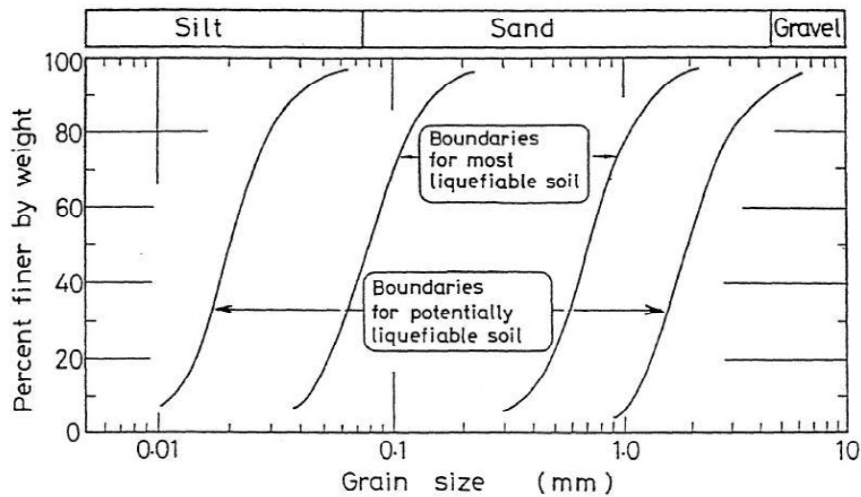


Figura 14

3.1.2 Densidade Relativa

Ensaio de laboratório e casos de estudo no terreno indicam que para determinado solo, o índice de vazios e a densidade relativa são os fatores mais importantes para a ocorrência de liquefação. Esta ocorre principalmente em areias e areias siltosas saturadas possuindo uma densidade relativa inferior a 50%. Para areias densas a sua tendência para dilatar quando sujeitos a cargas cíclicas irá gerar pressões neutras negativas e irá aumentar a resistência do mesmo. O limite mínimo de densidade relativa para não ocorrer liquefação é de 75%

3.1.3 Características do sismo

A vulnerabilidade de qualquer solo na liquefação durante um sismo, depende da magnitude e do número de ciclos de tensões e deformações induzidas pelo sismo, Estes por sua vez estão relacionados com a intensidade, frequência e duração do sismo.

3.1.4 Estado de tensão inicial

É sabido que um aumento da tensão efetiva vertical, aumenta a capacidade de carga e a resistência ao corte do solo, aumentando por isso a tensão necessária para causar a liquefação, diminuindo a suscetibilidade à liquefação. Foi concluído por vários investigadores através de observações de campo que areias saturadas a profundidades a partir de 15 a 18m, provavelmente não irão sofrer liquefação. Também é defendido que um maciço arenoso saturado cuja tensão efetiva seja maior que 190kN/m² não é suscetível à ocorrência de liquefação.

3.1.5 Idade e Origem dos solos

Depósitos naturais de origem aluvial e fluvial geralmente contêm partículas soltas. Esses depósitos são novos, fracos e têm pouca resistência. É defendido que maciços com idades superiores a 10.000 anos não são suscetíveis da ocorrência de liquefação, enquanto os solos até 1.000 anos são muitos suscetíveis. Entre 1000 e 10.000 a suscetibilidade de ocorrer é moderada.

3.1.6 Histórico de sismo anteriores

Está demonstrado por ensaios em laboratório que um solo ao estar sujeito a deformações de anteriores sismos, irá aumentar a sua resistência à liquefação, devido à densificação ocorrida com o aumento baixo de excesso de pressão neutra devido a sismo de pouca intensidade ao longo do tempo.

Contudo, em sismos de grande intensidade, com elevadas deformações e excessos de pressão neutra, poderá criar zonas com pouca resistência devido à densificação e à redistribuição da água no solo, surgindo zonas onde o excesso de pressão neutra pode ser elevado em sismos futuros.

3.1.7 Nível de Saturação

A liquefação nunca ocorre em solos secos. Apenas algum assentamento poderá ocorrer devido ao sismo. Em relação aos solos parcialmente saturados, o conhecimento é muito limitado.

Ensaio laboratoriais disponíveis mostram que a resistência à liquefação nos solos aumenta com a diminuição do grau de saturação, sendo que estes só quando sujeitos a sismos muito intensos e durante largos períodos é que poderão estar sujeitos à ocorrência de liquefação.

3.1.8 Espessura da camada de areia

Para a ocorrência de danos à superfície devido à liquefação, a espessura da camada de solo que estará sujeito à liquefação, tem de ser a suficiente, para que o aumento de pressão neutra e a quantidade de água expelida seja considerável e possa resultar numa rotura do maciço.

Se a camada de areia liquefeita é pouco espessa e esteja a alguma profundidade, uma camada onde não irá ocorrer a liquefação que esteja imediatamente acima desta, poderá prevenir a ocorrência de liquefação à superfície.

Ishihara (1985) criou um critério para estipular um valor limite para a espessura da camada superficial que não irá sofrer liquefação para evitar danos à superfície (figura 15).

Contudo estas curvas são meramente especulativas e não deverão ser utilizadas no dimensionamento de aterros, apenas é uma linha orientadora para maciços que tenham camadas de areias com uma resistência ao SPT de 10 pancadas por cada 0,3m.

Também de realçar que apesar de a espessura da camada superficial ser maior que o valor limite, poderão ocorrer alguns assentamentos para algumas estruturas mais exigentes em termos de planimetria. Como em quaisquer curvas empíricas apresentadas neste trabalho, as desta figura são apenas baseados em três estudos de caso, portanto necessitam de ser modificadas.

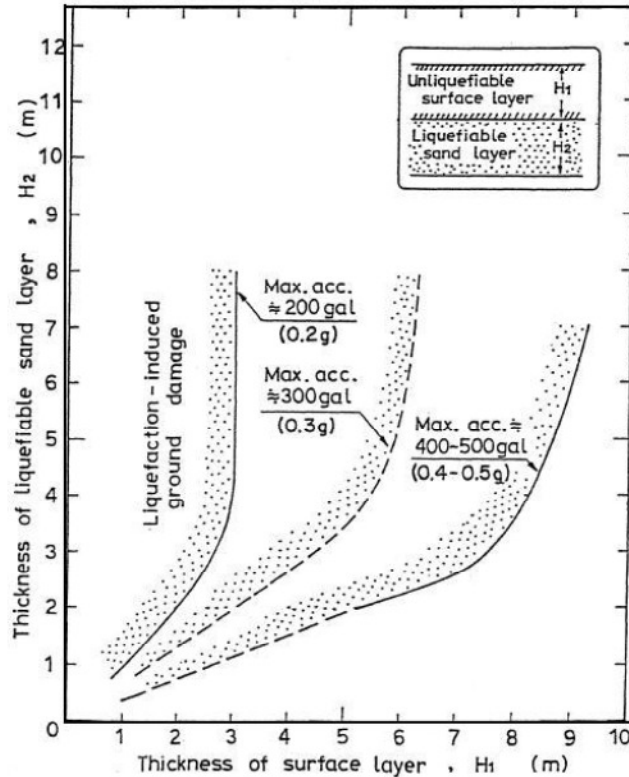


Figura 15

3.2 Avaliação da possibilidade de ocorrência da liquefação

3.2.1 Fator de Segurança

Para a análise da avaliação da possibilidade de ocorrência de liquefação, o chamado método simplificado, é o mais utilizado e consiste na comparação das tensões induzidas pelo sismo, definido pelo CSR e pela resistência do solo à liquefação, definido pelo CRR.

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR}$$

Sendo:

CRR: Tensões de corte que produzem a liquefação

CSR: Tensões de corte induzidas pelo sismo

Ou seja se $CSR > CRR$, ocorre a liquefação.
Apresenta-se um exemplo na figura 16.

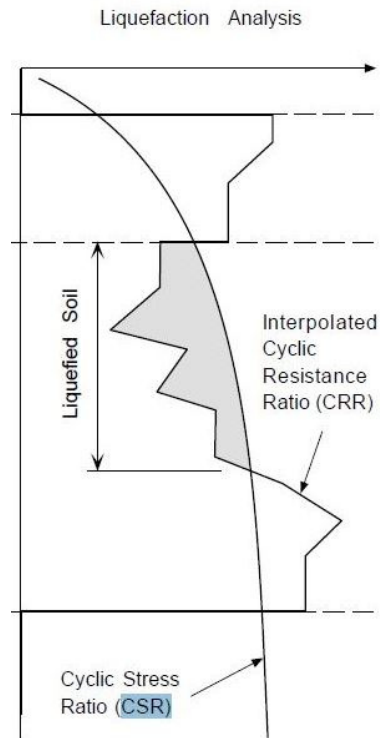


Figura 16

3.2.2 CSR

As tensões de corte neste método, podem ser calculadas através da seguinte equação:

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

- a_{max} é a aceleração máxima à superfície do depósito (m/s^2);
- g é a aceleração da gravidade (desnecessário, se a_{max} for dado em g);
- σ_{vo} e σ'_{vo} é a tensão vertical total e efetiva para a profundidade em causa;
- r_d é um factor minorativo para ter em conta os efeitos da profundidade (figura 17)

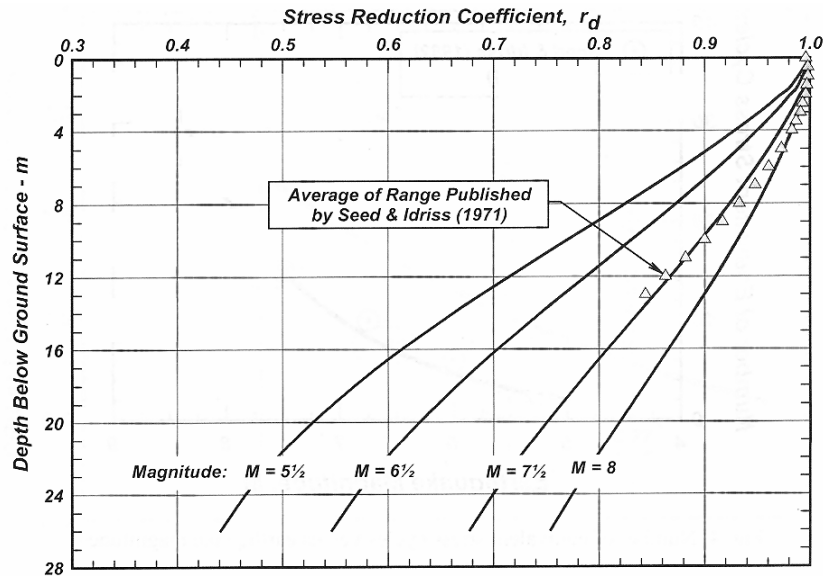


Figura 17

3.2.3 CRR

As Tensões de corte que produzem a liquefação poderão ser dadas por ensaios laboratoriais ou por ensaios de campo, estes últimos, mais comuns devido à dificuldade de obter amostras de areia intactas para ensaiar em laboratório. Existem 4 tipos de ensaios mais comuns, SPT, CPT, BPT e o baseado nas velocidade de ondas de corte.(figura 18) Os ensaios com maior número de amostras já testadas são os ensaios SPT e é esse que iremos apresentar neste trabalho.

Feature	Test Type			
	SPT	CPT	V_s	BPT
Past measurements at liquefaction sites	Abundant	Abundant	Limited	Sparse
Type of stress-strain behavior influencing test	Partially drained, large strain	Drained, large strain	Small strain	Partially drained, large strain
Quality control and repeatability	Poor to good	Very good	Good	Poor
Detection of variability of soil deposits	Good for closely spaced tests	Very good	Fair	Fair
Soil types in which test is recommended	Nongravel	Nongravel	All	Primarily gravel
Soil sample retrieved	Yes	No	No	No
Test measures index or engineering property	Index	Index	Engineering	Index

Figura 18

A avaliação do CRR é baseada em três fatores, a resistência à penetração (SPT), magnitude do sismo e a tensão efetiva real do maciço.

Os valores resultantes dos ensaios SPT necessitam ser corrigidos, dependendo da quantidade de finos que compõem o solo como demonstrado na figura 19

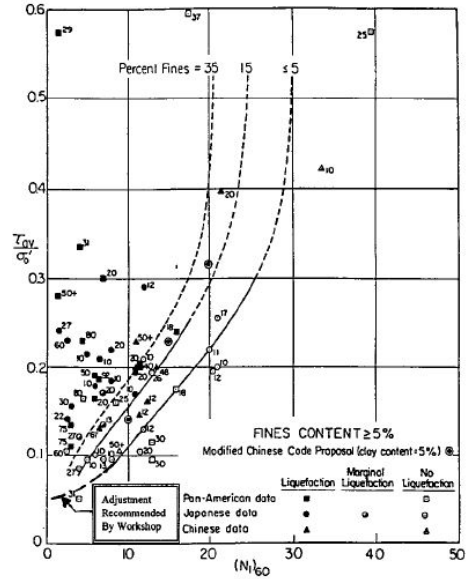


Figura 19

O valor de CRR obtido é para maciços com tensões de corte estáticas nulas e sob tensão efetiva vertical aproximada 100Kpa e deverá ser corrigido da seguinte forma:

$$CRR = CRR_{curvas} \times K_{\alpha} \times K_{\sigma} \times c_M$$

Em que:

K_{α} - corrige os efeitos da tensão de corte estático, definido pela razão a de $t_{estático}$ com σ'_{v0} (figura 20)

K_{σ} - corrige os efeitos da tensão de consolidação (figura 21)

c_M - corrige os efeitos da magnitude do sismo (figura 22)

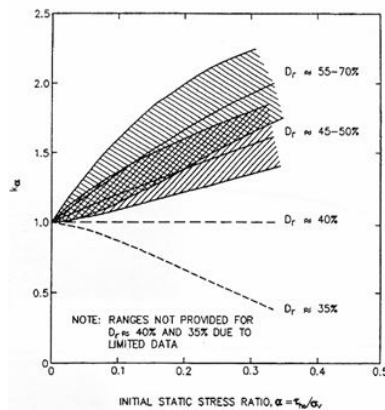


Figura 20

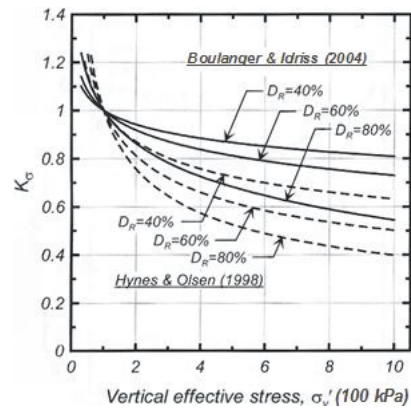


Figura 21

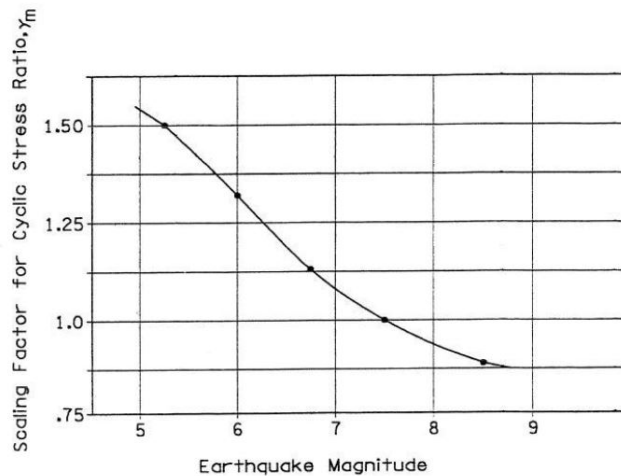


Figura 22

3.3 Estimativa de assentamentos

Os assentamentos devido à liquefação podem resultar de vários mecanismos. Assentamentos verticais podem surgir nalguns casos devido às tensões induzidas pela fluência lateral e outro tipo de instabilidades. Noutros casos as deformações podem estar associadas a perda de volume do solo devido aos vulcões de areia. Assentamentos de fundações superficiais podem ser consequência de perda de capacidade de carga. Finalmente assentamentos à superfície podem ser resultado da dissipação do excesso de pressão neutra imediatamente depois da ocorrência do sismo. Estes assentamentos normalmente ocorrem em solos pouco densos, ou mesmo moderadamente densos, contudo sabe-se que com o aumento da densidade dos solos a quantidade de assentamentos será menor.

Uma estimativa destes assentamentos serão estudados neste capítulo, através de métodos empíricos existentes, através de casos de estudo de sismos anteriores, apesar de a sua quantidade não ser a suficiente para uma estimativa com um grau de certeza elevado

As metodologias são muito similares, porque todas elas provêm de uma estimativa das deformações volumétricas que depois são integradas num sistema de uma dimensão sobre a espessura do solo, obtendo-se um cálculo do assentamento. Esse assentamento poderá sofrer ajustes por fatores obtidos dos casos de estudo de assentamentos reais observados.

As deformações volumétricas usadas nos assentamentos advêm de resultados obtidos em experiências em laboratório, geralmente para um número pequeno de areias. Posto isto, podemos dizer que os resultados obtidos poderão ser muito semelhantes, contudo os

resultados individuais para casa caso de estudo já estudado pode variar, portanto uma combinação dos vários métodos poderá ser o mais aconselhável nesta análise.

Os tipos de assentamentos mais comuns são os que resultam da dissipação de excesso de pressão neutra. Ao longo dos anos várias metodologias têm vindo a ser propostas. São apresentados seguidamente quatro metodologias para estimar os assentamentos devido à liquefação. As primeiras duas, Tokimatsu and Seed (1984) and Ishihara and Yoshimine (1992), são as mais utilizadas. As outras duas, Shamoto et al. (1998) and Wu and Seed (2004), são metodologias mais recentes e baseadas em resultados provenientes de um extensivo trabalho de laboratório, com algumas afinações baseadas no trabalho de campo.

- Tokimatsu and Seed (1987)
- Ishihara and Yoshimine (1992)
- Shamoto et al. (1998)
- Wu and Seed (2004)

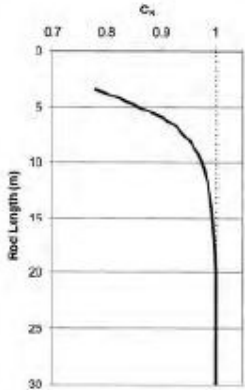
3.3.1 Tokimatsu and Seed (1987)

Neste método foi utilizada uma correlação entre $(N_1)_{60}$ e a densidade relativa e da tensão de corte potencial do solo liquefeito a partir do $(N_1)_{60}$ e do CSR.

Este método pode ser implementado da seguinte forma:

1. Desenvolvimento de perfis de resultados de ensaios SPT nos solos com potencial de liquefação
2. Efetuar correções aos resultados dos ensaios SPT, devido a vários fatores, como tipo, diâmetro e comprimento do amostrador e energia aplicada conforme a seguinte equação. (figura 23)

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_B \cdot C_E$$

Factor	Correction	Comments								
C_N	$C_N = \sqrt{1/\sigma_{'vo}}$ where $\sigma_{'vo}$ is the vertical effective stress at depth of SPT test in atm	Liao and Whitman (1988)								
C_R		Rod length is measured from point of hammer impact to tip of sampler. NCEER (1997) Youd et al. (2001) Seed et al. (2003)								
C_S	$C_S = 1 + (N_1)_{60}/100$ with limits of $1.10 \leq C_S \leq 1.30$	For samplers with space for interior liners used without the liners in place Youd et al. (2001) Seed et al. (2003)								
C_B	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Borehole diameter</th> <th>C_B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>65-115 mm (2.7-4.5 in)</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>150 mm (6 in)</td> <td>1.05</td> </tr> <tr> <td>200 mm (8 in)</td> <td>1.15</td> </tr> </tbody> </table>	Borehole diameter	C_B	65-115 mm (2.7-4.5 in)	1.00	150 mm (6 in)	1.05	200 mm (8 in)	1.15	Youd et al. (2001) Seed et al. (2003)
Borehole diameter	C_B									
65-115 mm (2.7-4.5 in)	1.00									
150 mm (6 in)	1.05									
200 mm (8 in)	1.15									
C_E	$C_E = E_R/60$ where E_R = fraction of theoretical impact energy expressed in percent	Best approach is to use direct energy measurements during sampling, otherwise use calibrated hammer (preferably with mechanical release system). If necessary, E_R can be approximately estimated from Table A.2.								

Equipment	Approximate E_R	Approximate C_E	Comments
Safety hammer	40 – 75%	0.7 to 1.2	Rope and cathead – rope not wet or excessively worn, two turns of rope around cathead, normal release
Donut hammer	30 – 60%	0.5 to 1.0	Rope and cathead – rope not wet or excessively worn, two turns of rope around cathead, normal release
Donut hammer	70 – 85%	0.5 to 1.0	Rope and cathead – with Japanese "throw" release
Automatic trip hammer (safety or donut)	50 – 80%	0.8 to 1.4	
All	-	-	For poor quality equipment and/or workmanship, further adjustments may be required

Figura 23

3. Correção devido à presença de finos do solo é recomendável, devido ao facto de com a presença de finos os resultados de SPT serem menores o que naturalmente iria produzir resultados de deformações diferentes (figura 24) .

NCEER (Youd et al., 2001)	Idriss and Boulanger (2004)
$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$	
where	
$\alpha = \begin{cases} 0 & FC \leq 5\% \\ \exp[1.76 - 190/FC^2] & 5\% < FC < 35\% \\ 1.0 & FC \geq 35\% \end{cases}$	$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$
	where
$\beta = \begin{cases} 1.0 & FC \leq 5\% \\ 0.99 + FC^{1.5}/1000 & 5\% < FC < 35\% \\ 1.2 & FC \geq 35\% \end{cases}$	$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left[1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right]$
and FC is in percent.	and FC is in percent.

Figura 24

4. Calculo da deformação volumétrica para cada camada utilizado as curvas da figura 25 e utilizando os valores já calculados do CSR e do $(N_1)_{60}$.

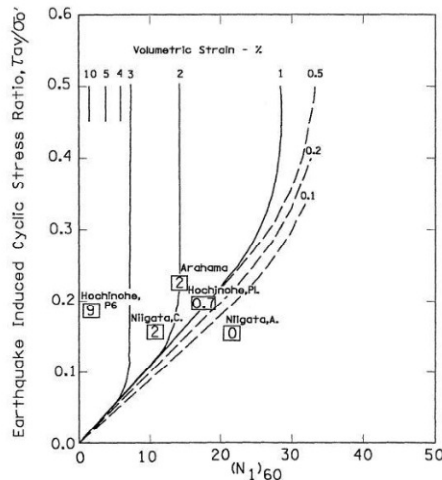


Figura 25

5. Calculo do assentamento esperado. O mesmo é obtido pelo somatório de todos os assentamentos em cada camada assumindo deformações constantes dentro de cada camada.

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n ti\varepsilon_{v,i}$$

Onde n é o número de camadas.

3.3.2 Ishihara and Yoshimine (1992)

O método de Ishihara and Yoshimine (1992), utiliza o fator de segurança (calculado no anteriormente) e vários indicadores da densidade do solo (densidade relativa, ensaios SPT e CPT) para prever deformações volumétricas. Como apresentado na figura 26, o gráfico demonstra um aumento das deformações volumétricas, quando o fator de segurança é menor do que 1.

Este método pode ser implementado da seguinte maneira:

1. Desenvolvimento de perfis de resultados de ensaios SPT e quantidade de partículas finas nos solos com potencial de liquefação. A interpolação entre os pontos dos ensaios de SPT e os finos terá em conta o perfil geológico do maciço.
2. Efetuar correções aos resultados dos ensaios SPT, devido a vários fatores, como tipo, diâmetro e comprimento do amostrador e energia, processo semelhante ao método anterior.
3. Cálculo do factor de segurança para cada camada. Este cálculo está demonstrado anteriormente.
4. Cálculo das deformações volumétricas para cada camada. Utilizando as curvas da figura 26, com o fator de segurança determinado e os parâmetros relativamente à densidade, calcula-se as deformações volumétricas

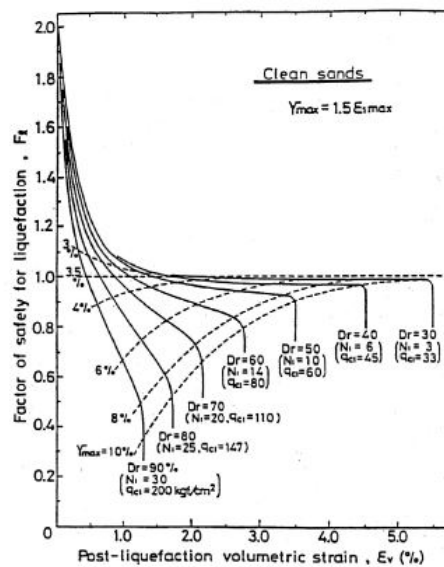


Figura 26

5. Cálculo do assentamento esperado. O mesmo é obtido pelo somatório de todos os assentamentos em cada camada assumindo deformações constantes dentro de cada camada.

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n t_i \varepsilon_{v,i}$$

Onde n é o número de camadas.

3.3.3 Shamoto et al. (1998)

Esta metodologia é muito similar à metodologia de Tokimatsu and Seed, no entanto o modelo de deformações volumétricas é baseado num modelo constitutivo e resultados de ensaios em laboratório.

Deformações volumétricas foram relacionadas com deformações de corte máximas em amostras sujeitas a cargas cíclicas com amplitude uniforme. Efetuando uma correção tendo em conta essas cargas, foi obtido o gráfico apresentado na figura 27, para areias limpas.

Gráficos semelhantes foram criados para areias com finos de 10% (figura 28) e 20% (figura 29). OS assentamentos obtidos através do integral das deformações volumétricas foram comparados com observações reais e foram desenvolvidos ajustes para melhorar a precisão dos resultados.

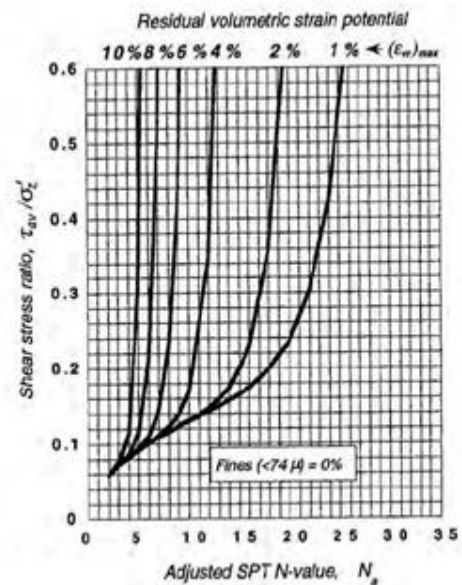


Figura 27

Assim para aplicação desta metodologia é necessário seguir os seguintes pontos:

1. Desenvolvimento de perfis de resultados de ensaios SPT e quantidade de partículas finas nos solos com potencial de liquefação. A interpolação entre os pontos dos ensaios de SPT e os finos terá em conta o perfil geológico do maciço.
2. Efetuar correções aos resultados dos ensaios SPT, devido a vários fatores, como tipo, diâmetro e comprimento do amostrador e energia, processo semelhante ao método anterior.
3. Cálculo a resistência do SPT corrigido, devido as partículas finas, N_a . Este valor é calculado da seguinte maneira

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

ΔN_f é calculado através da tabela 1 e dependendo da quantidade de finos em percentagem

ΔN_f	FC (%)
0	menor que 5
FC-5	entre 5 e 10
$0.1 \times FC + 4$	maior que 10

Tabela 1

4. Cálculo das deformações volumétricas para cada camada. Utilizando as Figuras 27 (areias limpas), 28 (10% de finos) e 29 (20% de finos) o valor já determinado de CSR e $(N_1)_{60}$, determina-se as máximas deformações volumétricas residuais $(\epsilon_{vr})_{max}$.

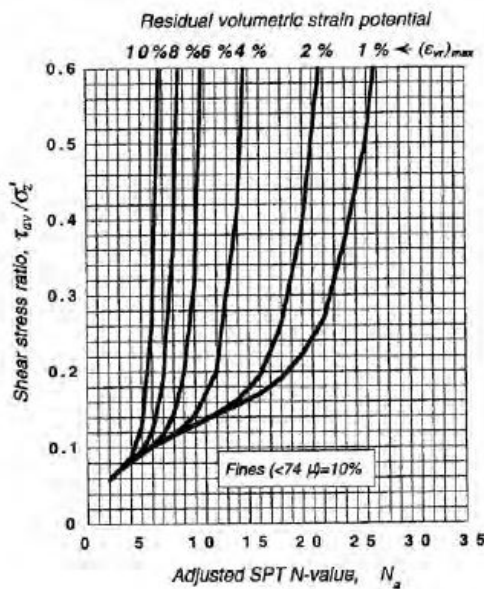


Figura 28

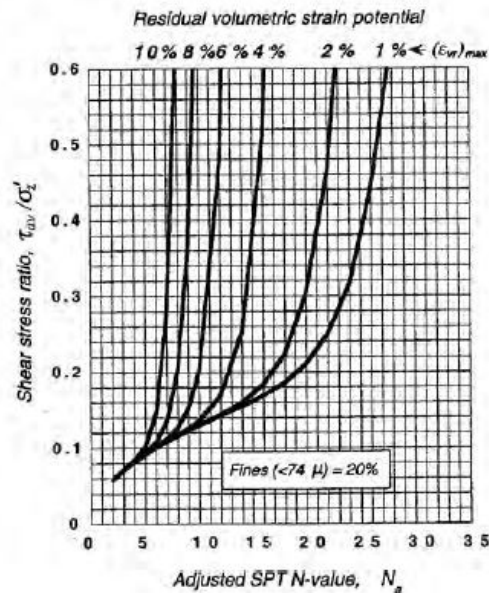


Figura 29

5. Cálculo do assentamento esperado. O assentamento esperado é obtido pela soma de todos os assentamentos de cada camada, considerando constantes as deformações volumétrica dentro de cada camada:

$$\Delta H = 0.84 \sum_{i=1}^n t_i(\epsilon_{vr \max})$$

3.3.4 Wu and Seed Model

A metodologia de Wu and Seed (2004) é também algo similar à de Tokimatsu and Seed (1984), no entanto as curvas das deformações volumétricas são baseadas em resultados de testes de corte direto numa determinada areia e pode ser implementado da seguinte forma:

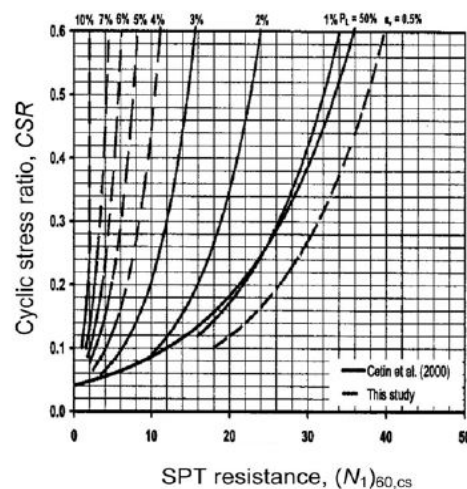
1. Desenvolvimento de perfis de resultados de ensaios SPT e quantidade de partículas finas nos solos com potencial de liquefação. A interpolação entre os pontos dos ensaios de SPT e os finos terá em conta o perfil geológico do maciço.
2. Efetuar correções aos resultados dos ensaios SPT, devido a vários fatores, como tipo, diâmetro e comprimento do amostrador e energia, processo semelhante ao método anterior.
3. Calculo da resistência do SPT corrigido, devido as partículas finas $(N_1)_{60,cs}$. O valor é dado pela tabela 2.

$(N_1)_{60,cs}$	FC (%)
$(N_1)_{60}$	menor que 5
$(N_1)_{60} \times \left[1 + 0.004FC + 0.05 \frac{FC}{(N_1)_{60}} \right]$	entre 5 e 35
$(N_1)_{60} \times \left[1.14 + \frac{1.4}{(N_1)_{60}} \right]$	maior que 35

Tabela 2

4. Calculo das deformações volumétricas para cada camada, usando as curvas dadas pelo gráfico da figura 30 e pelos valores anteriormente calculados o CSR e $(N_1)_{60,cs}$.

5. Calculo do assentamento esperado. O assentamento esperado é obtido pela soma de todos os assentamentos de cada camada, considerando constantes as deformações volumétrica dentro de cada camada:



$$\Delta H = 0.84 \sum_{i=1}^n t_i(\varepsilon_{vr \max})$$

Figura 30

3.4 Resistência Residual

No momento em que a avaliação do potencial do solo provar que o solo poderá sofrer liquefação, é necessário realizar um estudo grosseiro de instabilidade. O tipo de instabilidade mais perigoso nestes casos é a ocorrência de deslizamentos de terras em aterros e taludes, principalmente se servirem de fundação a edifícios, visto que este tipo de roturas provoca grandes movimentos de solo durante largas dezenas de metros e a velocidades consideráveis.

A avaliação deste tipo de rotura requer a avaliação da resistência residual. A estimativa deste parâmetro é um dos problemas mais complexos na geotecnia.

É fundamental perceber que a ocorrência de deslizamento é acionada por tensões estáticas. A consequência do sismo será o aumento de pressão neutra, o que irá reduzir a resistência do maciço para a sua resistência residual. Em muitos casos a resistência ao corte original é suficiente para suportar as estruturas como pontes, muros de suporte, etc, contudo a resistência residual não o é.

Nestes casos, quando ocorre a liquefação as tensões estáticas, ou seja as tensões de corte requerem que se mantenha o equilíbrio, superando a resistência total do solo e como em qualquer caso, quando tal acontece, dá-se a rotura ao corte do solo. O que torna esta rotura relacionado com a liquefação complicada, é o grau em que (e com o qual a velocidade), a resistência do maciço é reduzida.

Estimar a resistência residual torna-se também ainda mais complexo porque existem vários mecanismos que geram este tipo de rotura. Nalguns casos o início da liquefação pode ocorrer em situações não drenadas, o que torna a resistência residual do solo como a sua resistência residual real.

Noutros caso o excesso de pressão neutra gerada pelo sismo num determinado maciço, pode migrar para outra parte do mesmo se a área adjacente for mais crítica em termos de estabilidade, a rotura pode ocorrer. Neste caso um rearranjo das partículas pode produzir uma redução muito significativa da resistência residual. Comportamento similar acontece quando existe a redistribuição do excesso de pressão neutra é impedido por zonas do maciço onde existam solos menos permeáveis.

Finalmente este tipo de rotura também pode ocorrer em situações de transição, por exemplo entre uma estaca e o solo em redor, onde o excesso de pressão neutra se torna maior.

Existem várias abordagens para estimar a resistência residual, que iremos apresentar muito resumidamente aqui, contudo todas apresentam um grande grau de incerteza e o mesmo nunca foi realmente quantificado.

Seed e Harder criaram uma correlação entre a resistência do SPT e a resistência ao corte calculada a partir de estudos de caso de roturas ao escorregamento. Este cálculo requiere a identificação apropriada destes estudos de caso, compilação de todos os dados, descrevendo a geometria, as propriedades do solo, determinação da zona liquefeita, uma amostra representativa da resistência do SPT e o cálculo da resistência residual aparente. Aplicando uma metodologia consistente ao número de casos estudado, obteve-se uma relação entre a resistência residual aparente e a resistência do SPT.

3.4.1 Metodologia de Idriss Model

Idriss (1999) reavaliou os estudos de caso de Seed e Harder (1990), acrescentando alguns e eliminando outros e desenvolveu uma relação entre a resistência residual e a resistência corrigida do SPT. Idriss produziu uma única curva que representa a resistência residual adaptada a uma função exponencial de resistência do SPT (figura 31). Estão também indicados as barras de incerteza da resistência residual calculada.

Esta curva é muito atrativa, porque pode ser interpretada como uma única recomendação para o valor da resistência residual para uma determinada resistência de SPT.

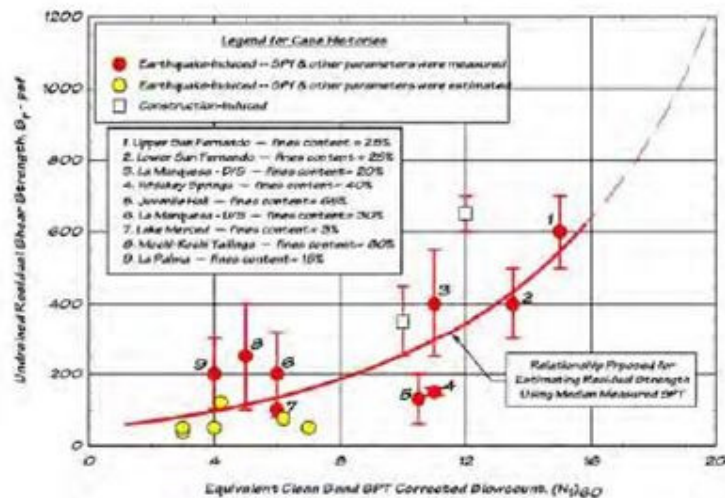


Figura 31

3.4.2 Metodologia de Olson and Stark

Nos últimos 15 anos foi desenvolvida uma abordagem diferente para estimar a resistência residual. Esta nova abordagem expressa o valor a calcular como resistência residual normalizada, isto é a fração da resistência residual sobre a tensão efetiva inicial.

Seguindo a lógica que o solo densifica com o aumento da tensão efetiva e que a resistência residual aumenta com o aumento da densidade, então pode-se esperar um aumento da resistência residual com o aumento da tensão efetiva.

Estendendo este argumento ao caso onde a densidade e a resistência residual aumentam ao mesmo ritmo a razão entre a resistência residual e a tensão efetiva inicial será a mesma.

Olson and Stark (2002) produziram esta relação como demonstrado na figura 32. Olson and Stark não encontraram nenhuma variação da resistência residual normalizada em relação à presença de finos, logo não propõem nenhuma correção nesse sentido.

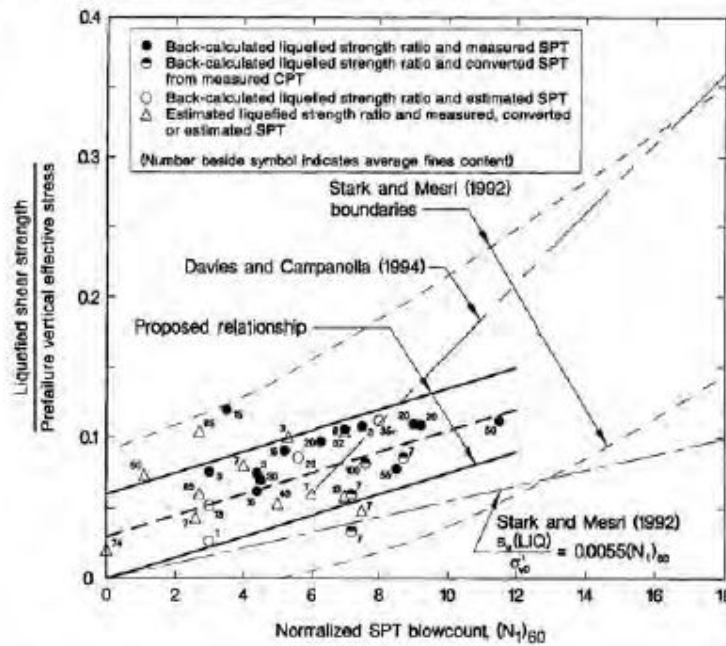


Figura 32

3.4.3 Metodologia de Idriss and Boulanger

Idriss and Boulanger (2007) reexaminou os estudos de caso de Olson and Stark (2002) e eliminaram os estudos de caso que consideram duvidosos ou insuficientemente documentados e assim utilizaram os restantes para desenvolver uma relação da resistência residual normalizada com a resistência corrigida do SPT. A (figura 33) mostra as curvas desta relação para duas situações: condições onde a redistribuição de vazios não é esperada (curva superior), e onde a redistribuição de vazios é significativa (curva inferior).

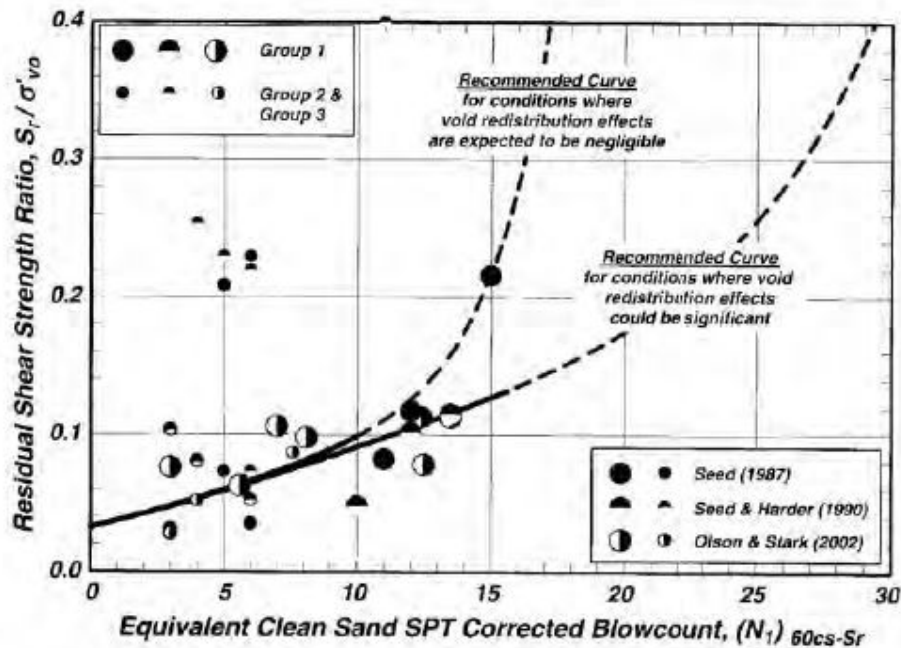


Figura 33

3.4.4 Metodologia de Kramer-Wang

Kramer and Wang (2007) desenvolveram uma metodologia híbrida que combina os elementos da abordagem clássica e da abordagem de resistência normalizada. Esta metodologia considera uma relação da resistência residual com a resistência corrigida do SPT e da tensão efetiva, mas sem a restrição da proporcionalidade da abordagem da resistência normalizada.

Esta metodologia é em geral derivada dos princípios básicos da mecânica dos solos e dos ajustes feitos aos dados existentes de roturas por escorregamento, considerando a incerteza e a qualidade.

Também considera as observações feitas onde não ocorreu rotura por escorregamento, para evitar falsos valores de resistência residual para tensões efetivas baixas. Esta metodologia foi formulada de forma determinística e probabilística. Apresenta-se na figura 34 os resultados.

Kramer and Wang não encontraram nenhuma variação da resistência residual normalizada em relação à presença de finos, logo não propõem nenhuma correção nesse sentido.

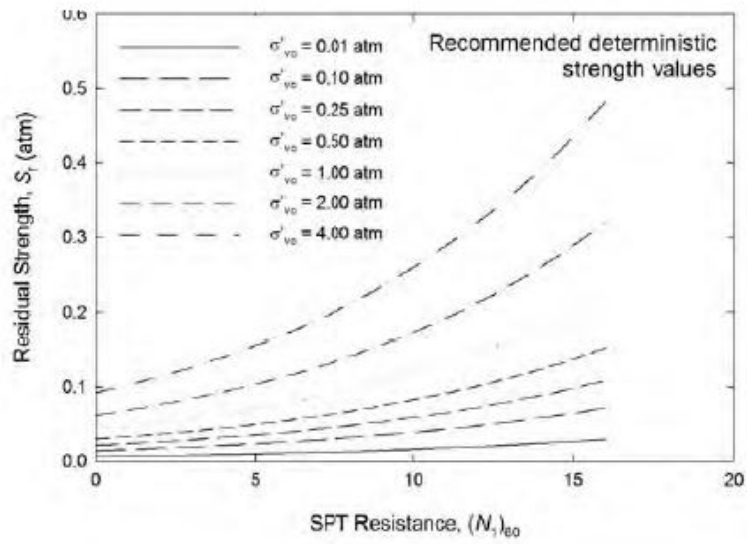


Figura 34

4. MITIGAÇÃO DOS EFEITOS DA LIQUIFAÇÃO

4.1 Objetivos

Se a avaliação à liquefação demonstrar que num determinado maciço poderá ocorrer a liquefação, a primeira opção a tomar, caso seja possível é não construir nesses maciços, caso não seja possível, ou caso seja junto a estruturas já existentes devem ser estudadas técnicas de mitigação. Geralmente, a técnicas de mitigação podem ser implementadas nos solos de fundação ou na própria estrutura (tipo de fundações) Neste capítulo apenas vamos avaliar técnicas para mitigação do efeito da liquefação nos solos.

Existem dois grandes tipos de ocorrências devido à liquefação que poderão ser alvo de mitigação. Grandes deformações como deslizamento de taludes e roturas mais localizadas, como perda de capacidade de carga, assentamentos, pequenas deformações laterais. Maciços com potencial de sofrerem grandes deformações requerem vários métodos de mitigação. Em relação a pequenas roturas, o tratamento do solo muito provavelmente conseguem mitigar os efeitos da liquefação.

A implementação de técnicas de mitigação é determinada por requerimentos mínimos de aceitação, visto que a sua implementação é dispendiosa. Assim a sua implementação visa a eliminação total da ocorrência de liquefação ou melhorar parcialmente o solo de forma a eliminar ou diminuir a ocorrência de assentamentos.

4.2 Alternativas de mitigação

4.2.1 Substituição do solo

É sempre de uma hipótese a considerar, substituindo os solos por solos bem graduados, de forma a ser possível a sua fácil compactação. No entanto caso o volume de solo seja muito elevado, os custos desta operação tornam-se inoportáveis. Por isso só é possível admitir a utilização desta técnica se a camada de solo com o potencial de ocorrência de liquefação não for muito espessa, ou se a área a tratar não for muito grande

4.2.2 Drenagem

A rápida dissipação do excesso de pressão neutra de um solo através do uso de drenos verticais, pode impedir a ocorrência de liquefação. Já foi observado em vários sismos, solos onde estavam instalados drenos verticais não sofreram liquefação, tendo o mesmo não ocorrido para solos onde não tinha sido efetuada a drenagem. Esta drenagem pode ser feita através de drenos verticais, ou de colunas de brita, que depois serão ligadas a uma rede de drenagem (figura 35).

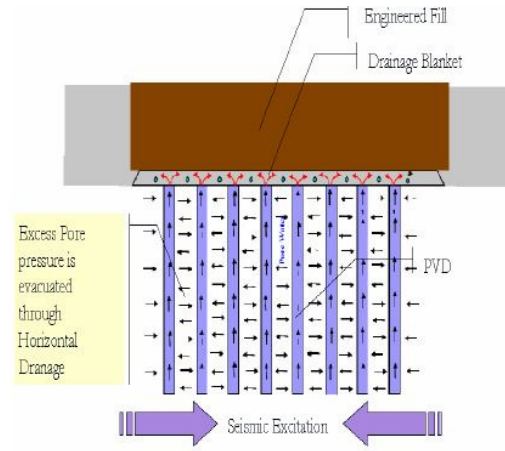


Figura 35

4.2.3 Densificação

Vibro-densificação

Este método consiste na introdução de uma haste metálica com um vibrador de forma a promover a densificação através da vibração (figura 36). Normalmente é utilizada em conjunto com a introdução de água sob pressão de forma a diminuir a resistência entre partículas, sendo facilitado depois a sua densificação através da vibração. Ao mesmo tempo é introduzido algum solo granular facilmente densificado. Estas colunas densificadas irão funcionar como reforços verticais do solo aumento a resistência deste.

Este método tem eficácia superior para solos com partículas de dimensões apresentadas na figura 37.

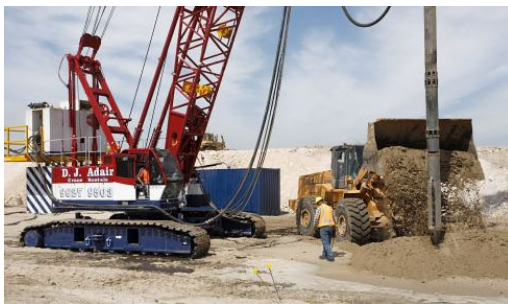


Figura 36

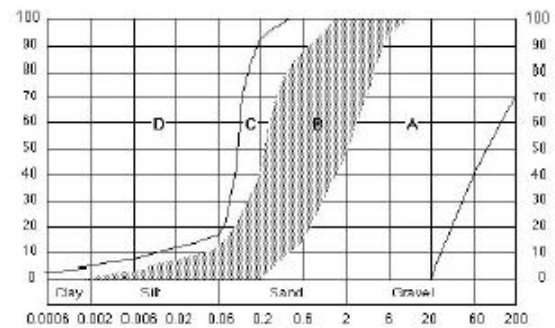


Figura 37

Colunas de Brita

Esta técnica consiste na execução de colunas densificadas de brita. Através de um equipamento parecido ao da vibro-densificação, o método consiste na introdução de brita de baixo para cima, ao mesmo tempo que a mesma é compactada através da vibração (figura 38). Esta técnica é muito utilizada, porque para além de aumentar a resistência do maciço, aumenta a capacidade de drenagem do mesmo diminuindo assim o risco da ocorrência da liquefação.

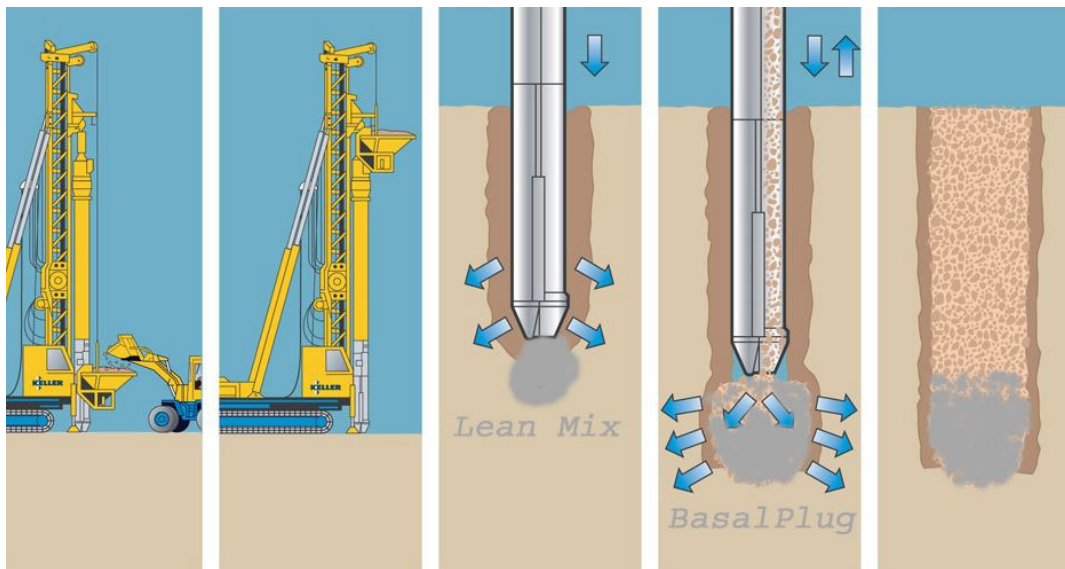


Figura 38

Compactação dinâmica

Esta técnica foi muito popular nos anos 70, principalmente para a compactação de grandes áreas, como pistas de aeroportos. O processo envolve a queda de um corpo de grande massa (10 a 30ton) que é solto de uma altura entre 15 a 35m de uma grua móvel provocando ondas de choque no maciço. A profundidade de densificação depende da energia introduzida no maciço e é dada pela seguinte equação:

$$D = f\sqrt{W \times H}$$

Onde:

D é a profundidade efetiva da densificação

f é uma constante que depende do solo, normalmente é 0,5

W é a massa do corpo

H é a altura a que o corpo é largado

A grande desvantagem desta técnica são as vibrações produzidas, tornando esta técnica impossível de utilizar em meios urbanos muito densos (figura 39).



Figura 39

Utilização de Grout

Este método consiste na introdução de cimento a grandes pressões, de forma a densificar o solo, criando bolbos esféricos no maciço intervencionado. Devido à criação destes bolbos, irão introduzir alguma pressão lateral no solo, aumento a sua compactação e a sua resistência à liquefação (figura 40).

O uso desta técnica em grelhas quadradas, tem mostrado uma boa eficiência ao atingir aumentos de volume do material introduzido de 3 a 12%, e já se registaram casos de 20% em areias muito soltas.

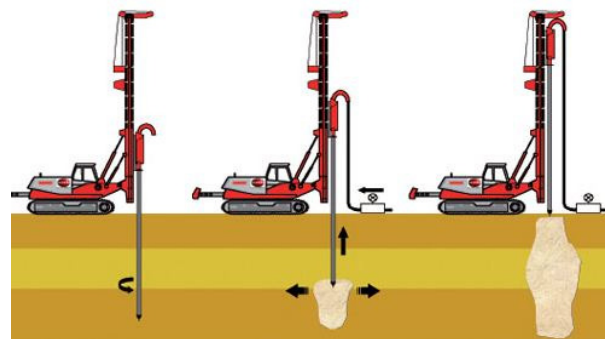


Figura 40

Mistura de solo

Esta técnica tem como objetivo reduzir o índice de vazios de um maciço através de três métodos: mistura manual, jet grouting e impregnação.

A impregnação consiste na introdução de um líquido viscoso de forma a preencher os espaços vazios na estrutura do solo. Os materiais utilizados poderão ser cimentos finos ou silicato de sódio.

O Jet grouting é uma técnica que consiste na formação de colunas de solo-cimento. O processo consiste na utilização um jacto de água para desagregar o solo e mistura do mesmo com cimento. O tratamento dado pode ser controlado através da velocidade de rotação da perfuradora e a velocidade de subida da mesma. Esta técnica tem a vantagem de poder ser utilizada em locais com pouco espaço, podendo ser utilizada em estruturas existentes, cujos maciços estejam sujeitos à ocorrência de liquefação (figura 41).

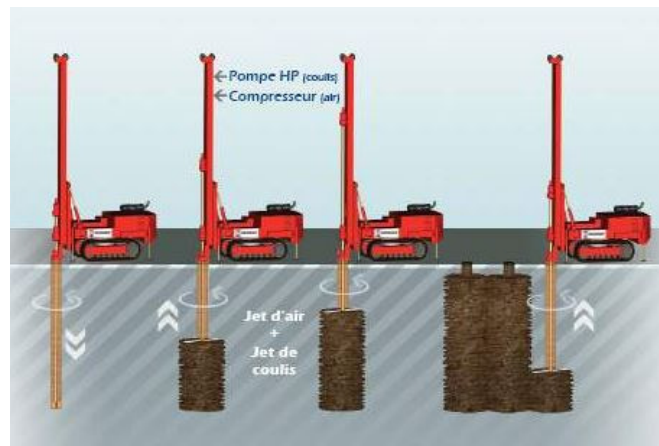


Figura 41

Deep soil-mixing

É uma técnica que envolve um sistema de brocas com pás, com diâmetros até 1m e é utilizada para densificar o solo até profundidades superiores a 30m.

À medida que a broca é introduzida no solo, é injetado cimento que se irá misturar com o solo, o que irá acontecer também quando a broca estiver a ser retirada, sendo este um processo contínuo, ou seja a broca está sempre em rotação e sempre a proceder à mistura do cimento com o solo. Alguma utilização tem sido dada a esta técnica no Japão (figura 42).

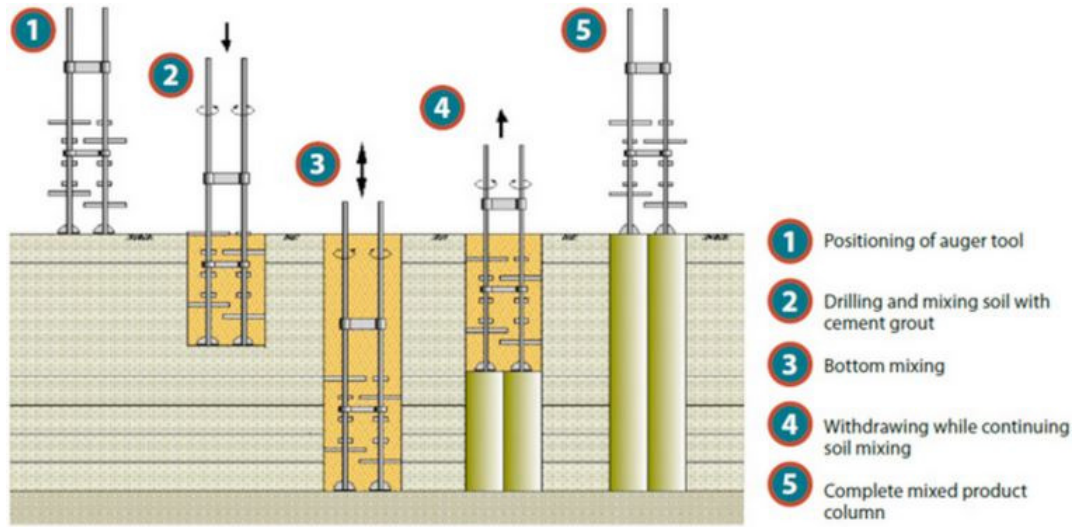


Figura 42

4.3 Geometria do volume a tratar

Para tomar a decisão de utilizar a técnica de mitigação, é necessário avaliar qual o volume a tratar. A profundidade pode ser considerada a espessura da camada onde poderá ocorrer a liquefação. Em termos de largura pode depender de vários fatores, como tipo de técnica utilizada, tipo de estrutura, maciços em redor da estrutura.

Normalmente a profundidade a tratar será a espessura da camada que irá estar sujeita à liquefação e em termos de largura, esta será pelo menos $2/3$ da profundidade a tratar, contudo nunca menos de 5m e nunca mais de 10m. Para estruturas leves com fundações superficiais esta largura terá de ser pelo menos metade da profundidade a tratar.

Assim o razão entre a largura e a profundidade a tratar deve ser superior a 1.5, de forma a restringir a razão de excesso de pressão neutral (figura 43)

Na figura 44 está um exemplo do volume a tratar para um depósito e utilizando o jetgrouting.

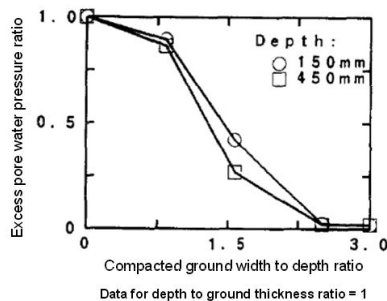


Figura 43

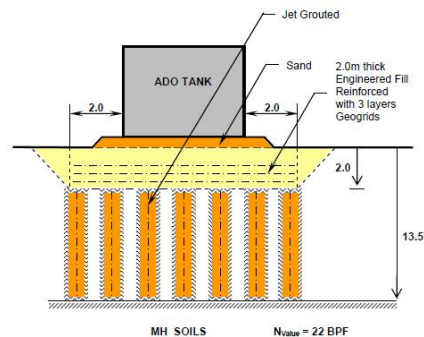


Figura 44

4.4 Verificação do melhoramento

A verificação do melhoramento poderá ser feita executando ensaios de resistência ao maciço. Não obstante disso, foi observado em vários sismos que o melhoramento do solo revela um melhor comportamento dos maciços tratados, ou seja foram observados assentamentos residuais.

Na figura 45 observa-se o aumento do número de pancadas do ensaio SPT em relação à distância ao centro de uma estaca de brita.

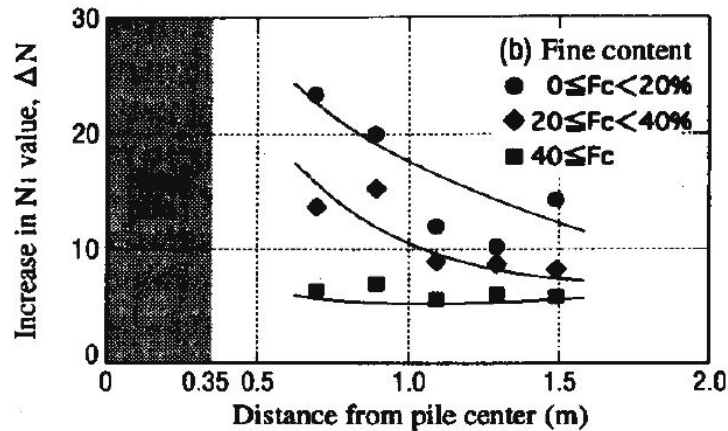


Figura 45

Já na figura 46 se pode observar o aumento da resistência do ensaio CPT, depois do solo ter sido densificado através da compactação dinâmica.

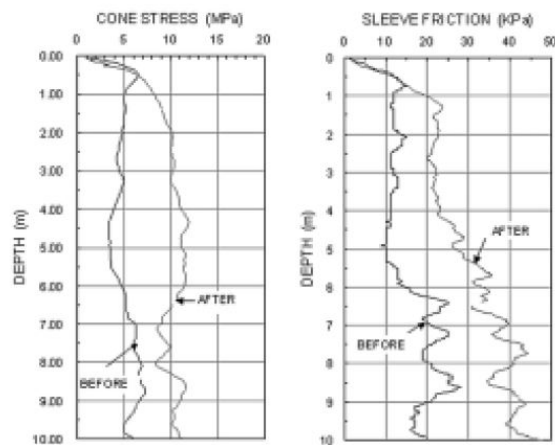


Figura 46

Apresenta-se na figura 47 uma comparação de várias técnicas utilizadas em função dos assentamentos observados.

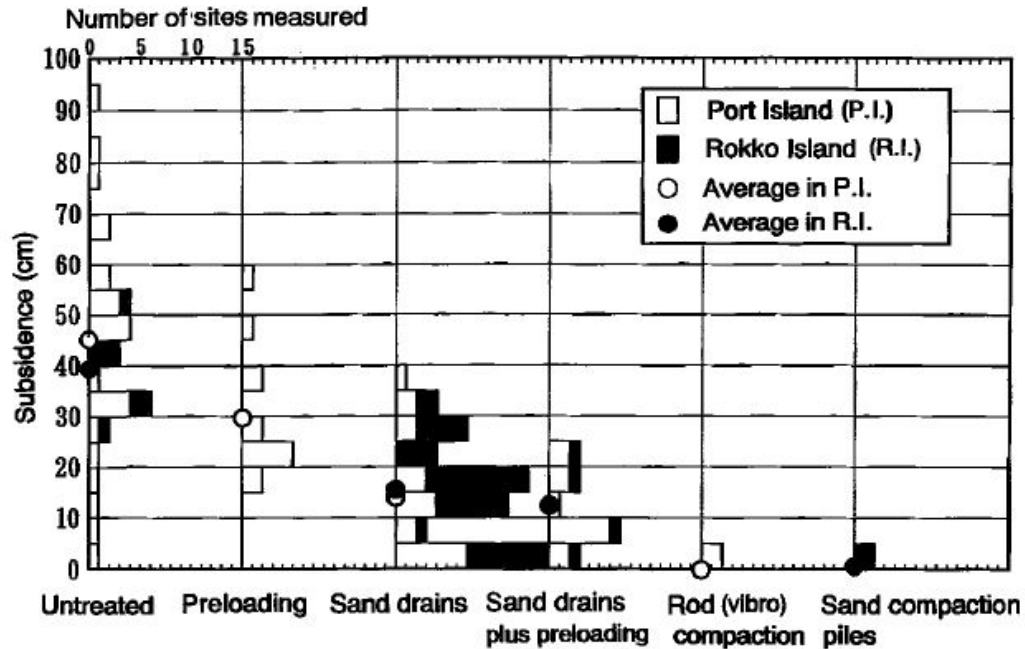


Figura 47

4.5 Tendência de aplicação na prática

Um dos principais critérios para a utilização deste tipo de técnicas é a componente económica.

E eliminando a substituição dos solos, quando o volume a tratar é grande as técnicas mais utilizadas para a mitigação dos efeitos da liquefação são as colunas de brita e os drenos verticais. Para grandes áreas como aeroportos e terras conquistadas ao mar a técnica mais utilizada é a compactação dinâmica aliada aos drenos verticais.

Para pequenos melhoramentos e para intervenções junto a estruturas existentes (como pontes e pequenos edifícios), são utilizadas técnicas como o jetgrouting ou o deep mixing soil.

5 CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHO FUTURO

Da análise efetuada ao cálculo dos assentamentos devidos à liquefação podemos concluir que os métodos apresentados não diferem muito entre eles, visto que todos eles são baseados na resistência ao solo dos ensaios SPT, no CSR ou do FS. Para além disso todas as correlações utilizadas pelos diversos métodos são muito semelhantes e baseados nos mesmos casos de estudo. Uns métodos apenas eliminam ou adicionam casos de estudo.

Relativamente às técnicas de mitigação apresentadas, todas elas têm modos de operar diferentes, custos diferentes e resultados diferentes. Assim foi possível fazer uma comparação em termos de resultados, pelo menos das técnicas de densificação, visto que as outras muitas vezes complementam as técnicas de densificação através da drenagem dos solos.

Obviamente que este foi um trabalho muito superficial, existindo novas técnicas que estão a ser estudadas, através de injeção de polímeros e também técnicas menos “pesadas”, que possam ser utilizadas já com a estrutura no terreno, isto porque os solos da maioria dos edifícios já construídos em zonas de potencial liquefação, não sofreram qualquer tipo de melhoramento do solo.

A previsão dos resultados da implementação das técnicas de mitigação é outro grande problema, pois existem muito poucos dados, principalmente zonas que tivessem sido sujeitas à ação sísmica.

Assim um estudo mais aprofundado destas técnicas é necessário, assim como o melhoramento da previsão dos resultados das técnicas existentes.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aydan, Ö. and Kumsar, H. (1997), “A site investigation of October. 1, 1995 Dinar Earthquake”, Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 97-003, 116p. http://www.jsce.or.jp/library/eq_repo/Vol1/TURKEY/Turkey/Chap12.pdf
- Castro, G. (1969), "Liquefaction of sands" Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, MA.
- Coelho, Paulo (2007), *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*, University Of Cambridge, PhD thesis.
- Cubrinovski, Misko (2011), “Foundations on Deep Alluvial Soils”, technical report, University of Canterbury, Christchurch, acesso a 23 de Julho 2013, <http://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CC0QFjAA&url=http%3A%2F%2Fcanterbury.royalcommission.govt.nz%2Fdocuments-by-key%2F2011-09-2354%2F%24File%2FSEI.UOC.0002.Final.pdf&ei=r1f4UcDAFdHX7AbHgYHYBg&usq=AFQjCNEXvm-llUxsWfgA04IpIvazITXVwQ&bvm=bv.49967636,d.ZGU>
- Day, Robert W. (2001), *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*, McGraw-Hill Professional; acesso a 30 de Julho de 2013, http://cdn.preterhuman.net/texts/engineering/Geotechnical_Earthquake_Engineering_Handbook/77824_03b.pdf
- Department of Building and Housing (2011), “Revised guidance on repairing and rebuilding houses affected by the Canterbury earthquake sequence”, acesso a 29 de Julho de 2013, <http://www.dbh.govt.nz/UserFiles/File/Publications/Building/Guidance-information/pdf/guide-canterbury-earthquake-revised.pdf>
- Dickenson, Stephen E. (2012), *Assessment and mitigation of liquefaction hazards to bridge approach embankments in Oregon – Final Report*, acesso a 22 de Julho de 2013, http://www.oregon.gov/ODOT/hwy/bridge/docs/bddm/spr_361_liquefaction_report_with_appendix_a.pdf
- Erdemgil, M. et. al. (2007), “Utilization of Highly Expansive Polymer Injection to Mitigate Seismic Foundation Failure for Existing Structures”, 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering, acesso a 20 de Julho de 2013, http://www.hgsitebuilder.com/files/writeable/uploads/hostgator310168/file/m_erdemgil_mitigate_seismic_foundation_.pdf
- Idriss, I. M. (1999), "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential." Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.

- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2004), "Semi empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes," Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. I, 32-56.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2007). "SPT and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils," Proceedings, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, K.D. Pitilakis, ed., Springer, Dordrecht, The Netherlands, 1-22.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes, EERI Monograph 12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 262 pp.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes," Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188.
- James R. Martin II, C. Guney Olgun, Christopher W. Zobel & H. Turan Durgunoğlu (2008), "Soil Improvement for Mitigation of Damage During the 1999 Kocaeli Earthquake", Journal of Earthquake Engineering, 12:S2, 211-221, acesso a 21 de Julho de 2013, <http://dx.doi.org/10.1080/13632460802014063>
- Kaplan, Alisha (2004), "Soil Liquefaction", acesso a 23 de Julho 2013, <http://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CC8QFjAA&url=http%3A%2F%2Fgeosystems.ce.gatech.edu%2FFaculty%2FMayne%2Fpapers%2FLiquefaction%2520by%2520Alisha%2520Kaplan.doc&ei=i1b4UcCKI6qr7AaLpICwDQ&usg=AFQjCNGoMCECU9YjkFR1kAZIutb2qa1V8w&bvm=bv.49967636,d.ZGU>
- Kramer. S.L. and Wang, C.-H. (2007). "Estimation of the residual strength of liquefied soil, in preparation.
- National Center for Earthquake Engineering Research (1997). Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, T.L. Youd and I.M. Idriss, editors, Technical Report NCEER, 97-022.
- Neelima Satyam (2012). Review on Liquefaction Hazard Assessment, Advances in Geotechnical Earthquake Engineering - Soil Liquefaction and Seismic Safety of Dams and Monuments, Prof. Abbas Moustafa (Ed.), InTech, acesso a 21 de Julho de 2013, <http://www.intechopen.com/books/advances-in-geotechnical-earthquake-engineering-soil-liquefaction-and-seismic-safety-of-dams-and-monuments/liquefaction-hazard-assessment>
- New York State Department of Transportation (2007), "Liquefaction potential of cohesionless soils", acesso a 23 de Julho de 2013, <https://www.dot.ny.gov/divisions/engineering/technical-services/technical-services-repository/GDP-9b.pdf>
- New Zealand Geotechnical Society (2010), "Guidelines for Geotechnical Earthquake Engineering Practice in New Zealand", acesso a 23 de Julho de 2013, <http://www.nzgs.org/Publications/Guidelines/GeoEarthquakeEngineer.pdf>

- Olson, S. M., and Stark, T. D. (2002). "Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 629-647. [Olsen spelled Olson on pages 118, 122, and elsewhere]
- Poulos, S.J., Castro G., and France, J.W. (1985). "Liquefaction evaluation procedure", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 6, pp. 772-792.
- Rauch, Alan F. (1997), "EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes", Thesis, acesso a 20 de Julho de 2013, <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-219182249741411/>
- Seed, H.B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 105(2), 201-255.
- Seed, H.B. and Idris, I.M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 107(SM9), 1249-1274.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R. M., 1985, "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 111, No. 12.
- Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength," *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium*, University of California, Berkeley, Vol. 2, J.M. Duncan ed., pp. 351- 376.
- Shamoto, Y., Zhang, J.-M., and Tokimatsu, K. (1998). "Methods for evaluating residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement," *Soils and Foundations*, Special Issue No. 2, 69-83.
- Southern California Earthquake Center (1999), "Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 guidelines for analyzing and mitigating liquefaction in California", acesso a 28 de Julho de 2013 <http://www.scec.org/education/products/liqreport.pdf>
- Stark, T.D. and Mesri, G. (1992). "Undrained shear strength of sands for stability analysis," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 11, pp. 1727- 1747.
- Tokimatsu, K. and Seed, H.B. (1987). "Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. 8, pp. 861-878.
- Yi, Fred (Feng) (2010), "Procedure to evaluate liquefaction-induced lateral spreading based on shear wave velocity", 5th International Conference on recent advances in Geotechnical Earthquake and Soil Dynamics, California.