

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JÚLIO DE MESQUITA FILHO" CAMPUS DE GUARATINGUETÁ

EVELINE GAZOLA ORTIZ

ANÁLISE DOS PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS DE DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE PAREDE DIAFRAGMA

EVELINE GAZOLA ORTIZ

ANÁLISE DOS PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS DE DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE PAREDE DIAFRAGMA

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes.

Ortiz, Eveline Gazola

O775a

Análise dos procedimentos metodológicos de dimensionamento e execução de parede diafragma / Eveline Gazola Ortiz – Guaratinguetá : [s.n], 2011.

168 f.: il.

Bibliografia: f. 165-168

Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2011. Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

1. Geotecnia 2. Escavação I. Título

CDU 624.13

unesp

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JÚLIO DE MESQUITA FILHO" CAMPUS DE GUARATINQUETA

ANÁLISE DOS PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS DE DIMENSIONAMENTO E EXECUÇÃO DE PAREDE DIAFRAGMA

EVELINE GAZOLA ORTIZ

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO PARTE DO REQUISITO PARA A ORTENÇÃO DO DIPLOMA DE "GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SIJA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Prof. Dr. Silvio Jorge Coelho Simões Coordenador

BANCA EXAMINADORA:

Prof. By GEORGE DE PAULA BERNARDES Orientadur/LINESP-FEG

> Froi, DE GOSE BENTO FERREIRA UNESP-FEG

Prof. Or LUIZ EDUARGO DE OLIVEIRA UNESP-FEG

Dezembro de 2011



AGRADECIMENTOS

À Deus pela saúde e pelas oportunidades.

Aos meus pais, Roberto e Ana Cristina, por acreditarem em mim.

Aos meus irmãos, Roberto e Aline, pelo incentivo e pelo apoio incondicional.

Ao meu orientador, Prof. Dr. George de Paula Bernardes, meus agradecimentos sinceros pelo auxílio na conclusão desse trabalho.

À ilustre instituição Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá - FEG que tive a honra de cursar.

Ao corpo docente e a todos os funcionários da FEG, verdadeiros professores da vida, obrigada pelos ensinamentos transmitidos e principalmente por relatar durante as aulas as experiências profissionais que para um estudante é escassa.

Enfim, quero agradecer aos meus colegas e à todos que contribuíram direta ou indiretamente para conclusão desse trabalho, que pelo número de pessoas se torna inviável a indicação dos nomes, à vocês minha gratidão pelo companheirismo e pela troca de experiências.

Ortiz, E. G. Análise dos procedimentos metodológicos de dimensionamento e execução de parede diafragma. 2011. 168f. Trabalho de Conclusão de Curso – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2011.

RESUMO

O presente trabalho realiza uma análise de todas as etapas para a construção de paredes diafragma, desde a obtenção dos parâmetros do solo até sua execução. Detalham-se as etapas construtivas da parede diafragma. Apresenta-se uma análise detalhada dos principais métodos de cálculo disponíveis na literatura para a obtenção dos parâmetros do solo e para o dimensionamento da parede diafragma. Um caso de obra bem documentado e apresentado em simpósios internacionais é selecionado para uma análise do processo construtivo e da instrumentação durante a escavação, além de enfatizar a importância da seqüência executiva e de estruturas temporárias durante a execução da parede diafragma. De uma forma geral é possível concluir que a grande dificuldade e incerteza do dimensionamento são a obtenção dos parâmetros do solo para projeto. E, que o acompanhamento e controle da execução são primordiais para o sucesso da obra de parede diafragma.

PALAVRAS-CHAVE: Parede Diafragma. Contenção. Investigação Geotécnica. Análise Numérica. Escavação.

Ortiz, E. G. Analysis of methodological procedures of design and execution of diaphragm wall. 2011. 168f. Final Paper – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2011.

ABSTRACT

The present paper conducts an analysis of all steps for the construction of diaphragm walls, from obtaining the soil parameters until its execution. Construction stages of diaphragm wall are detailed. The paper presents a detailed analysis of the main available calculation methods to obtain the soil parameters and the design of the diaphragm wall. A case history extensively documented in previous research and present in international symposiums was chosen for an analysis of construction process and excavation's instrumentations, as well as emphasizing the importance of temporary works and construction sequence for deep excavation with cast in-situ diaphragm walls. In general, it is possible to conclude the main difficulty and uncertainty of the dimensioning are obtaining the soil parameter for diaphragm wall design. And, it is also possible to conclude the monitoring and execution control are paramount to the success of the diaphragm wall construction.

KEYWORDS: Diaphragm Wall. Retainment. Underground Investigation. Numerical analysis. Excavation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos de um sistema de contenção	20
Figura 2 – Parede definitiva com estacas prancha metálica	26
Figura 3 – Parede de contenção em perfis metálicos e pranchada de madeira com tirantes	27
Figura 4 – Cortina em estações	28
Figura 5 – Muro de contenção em estacas hélice-contínua	29
Figura 6 – Cortina atirantada na Serra das Araras – RJ	30
Figura 7 – Parede diafragma	31
Figura 8 – Metodologia executiva de uma parede diafragma moldada "in loco"	33
Figura 9 – Parede diaframa moldada "in loco", CIEE – São Paulo	34
Figura 10 – Lançamento de placa pré-moldada, metrô de Brasília	35
Figura 11 – Junta Fungenband, metrô de Fortaleza.	35
Figura 12 – Metodologia executiva de uma parede diafragma pré-moldada	36
Figura 13 – Parede diafragma plástica, poço de acesso da Estação Luz, metrô de São Paulo). 36
Figura 14 – Diafragmadora	38
Figura 15 – Diafragmadora, detalhe para o clamshell	39
Figura 16 – Armadura de uma lamela	40
Figura 17 – Roletes de plástico	40
Figura 18 – Chapa junta	41
Figura 19 – Funil	41
Figura 20 – Chapa espelho sendo retirada da lamela	42
Figura 21 – Central da lama bentonítica	42
Figura 22 – Polímero sendo despejado	45
Figura 23 – Etapas executivas	47
Figura 24 – Mureta guia	48
Figura 25 – Processo de escavação com injeção de polímeros	49
Figura 26 – Colocação da armação em um painel	50
Figura 27 – Concretagem com tubo tremonha de um painel da parede diafragma	51
Figura 28 – Equipamento para ensaio do SPT	53
Figura 29 – Relação entre o ângulo de atrito do solo e a resistência de solos granulares p	para
razões de sobre-adensamentos	56
Figura 30 – Relação entre a densidade relativa e a resistência de solos granulares para raz	zões
de sobre-adensamentos.	56

Figura 31 – Estimativa do ângulo de atrito proposta de Peck, Hanson & Thornburn (1974).	57
Figura 32 – Estimativa do ângulo de atrito interno proposta de Michell et al (1978)	58
Figura 33 - Relação E/ 60 N e taxa de carregamento	60
Figura 34 – Ábaco para classificação do tipo de solo sedimentar	63
Figura 35 – Resultado de um ensaio de piezocone na BR101 em Santa Catarina	64
Figura 36 – Correlação entre φ' e IP para argilas NA.	68
Figura 37 – Abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976).	69
Figura 38 – Previsão da densidade relativa através de q _c	70
Figura 39 – Relação entre q_c , ζ'_{v0} e D_r	70
Figura 40 – Equipamento tipo A para ensaio de palheta.	72
Figura 41 – Fator de correção empírico	75
Figura 42 – Equipamento de pressiômetro de Ménard	77
Figura 43 – Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido	80
Figura 44 – Calibração da membrana de ar	80
Figura 45 – Curva pressiométrica corrigida	83
Figura 46 – Dilatômetro de Marchetti	86
Figura 47 – Dilatômetro de Marquetti	86
Figura 48 – Classificação dos solos	90
Figura 49 – Ábaco para a avaliação do ângulo de atrito através de K _D	94
Figura 50 – Envoltória aparente de tensões.	98
Figura 51 – Princípios para o projeto de paredes em balanço	99
Figura 52 – Hipóteses de projeto para paredes em balanço	100
Figura 53 – Layout típico para paredes de contenção ancoradas	102
Figura 54 – Distribuição típica de empuxos para paredes de contenção ancoradas	103
Figura 55 – Efeito da flexibilidade em condições de serviço.	104
Figura 56 – Mecanismos de redução de momento fletor devido a flexibilidade da parede	105
Figura 57 – Fatores de redução dos momentos fletores (ω) de Rowe	107
Figura 58 – Esquema de cálculo pelo método "Fixed Earth Support".	108
Figura 59 – Tipos de conexão entre parede e estronca	109
Figura 60 – Comportamento elasto-plástico associado ao solo	111
Figura 61 – Distribuição de tensão no solo na condição inicial	112
Figura 62 – Força concentrada no nó i que é estaticamente equivalente às tensões provoca	adas
pelo solo na área de influência deste nó	112
Figura 63 – Comportamento de um elemento	113

Figura $64 - Variação$ dos elementos com a profundidade (k_h = constante)	113
Figura 65 – Ciclos de histerese	114
Figura 66 – Discretização da parede	115
Figura 67 – Escavação em dois estágios (antes e depois da escavação)	116
Figura 68 – Malha de Elementos Finitos	118
Figura 69 – Fluxograma das operações realizadas pelo MEF.	119
Figura 70 – Principais algoritmos.	120
Figura 71 – Simulação de escavação em etapas.	121
Figura 72 – Comparação entre perfis de recalques – 1ª Etapa de Escavação	127
Figura 73 – Comparação entre perfis de recalques - 2ª Etapa de Escavação	127
Figura 74 - Comparação entre perfis de recalques - 3ª Etapa de Escavação	128
Figura 75 - Comparação entre perfis de recalques - 4ª Etapa de Escavação	128
Figura 76 – Perfis tipo côncavo e tipo "spandrel"	129
Figura 77 - Perfil tipo "spandrel"	130
Figura 78 – Perfil tipo côncavo	132
Figura 79 – Áreas das componentes em balanço e profunda.	132
Figura 80 – Relação entre A _s e A _c	133
Figura 81 - Relação entre δ_{vm} e δ_{hm}	133
Figura 82 - Superficies potenciais de ruptura geral	135
Figura 83 – Fenômeno de "piping"	135
Figura 84 - Estabilidade do fundo da escavação	136
Figura 85 - Linha elástica da parede diafragma ao longo de CDE, considerar	ndo apenas o
efeito da temperatura	139
Figura 86 - Incremento de carga na estronca inferior em função do fator de rig	gidez relativa
parede-solo, quando apenas a parede contínua de escoramento está sob efeito da	a temperatura
	140
Figura 87 – Modos de falha de uma parede de contenção	145
Figura 88 - Mapa da Tailândia (Thailand)	151
Figura 89 - Localização de Bangkok	151
Figura 90 – Layout da Estação de Bombeamento de Entrada (IPS)	152
Figura 91 - Sistema de Escoramento Temporário (Projeto Inicial)	154
Figura 92 - Sistema de Escoramento Temporário Final	154
Figura 93 - Leitura do inclinômetro I3.	155
Figura 94 - Leitura do inclinômetro I4	155

Figura 95 - Sistema de escoramento um dia antes do colapso	156
Figura 96 – Esquema da zona de ruptura	156
Figura 97 – Foto do colapso da parede	156
Figura 98 – Parede Diafragma construída em Frankfurt (formato semelhente ao da IPS)	157
Figura 99 – Más condições de instalação do escoramento	158
Figura 100 – Previsão x Comportamento real da parede no inclinômetro I3	159
Figura 101 - Escavação sem escoramento	159
Figura 102 – Escavação com o escoramento incompleto	160
Figura 103 – Locação dos inclinômetros e da região do Jet Grouting	160
Figura 104 – Sistema de Escoramento	161
Figura 105 – Leituras dos inclinômetros I2 e I6	161
Figura 106 – Reconstrução do IPS	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros da lama bentonítica. Fonte: NBR 6122 apud Monteiro (2009) 43
Tabela 2 – Fator de Correção C _N . Fonte: SCHNAID et al, 2009
Tabela 3 – Classificação de solos (NBR 7250/82). Fonte: Schnaid, 2000
Tabela 4 – Correlação do ângulo de atrito com índice N do SPT. Fonte: Do Vale, 2002 58
Tabela 5 – Correlações de E x N _{SPT} . Fonte: Alves Filho, 2010
Tabela 6 - Correlação de E/N ₆₀ para solos arenosos. Fonte: Clayton (1986) apud Schnaid
(2000)
Tabela 7 – Correlações de S _u /N _{SPT} . Fonte: Alves Filho, 2010
Tabela 8 – Fatores de cone de argilas brasileiras e de outros países. Fonte: Schnaid, 2000 66
Tabela 9 – Sesibilidade de argila. Fonte: Skempton & Northey (1952) apud Schnaid (2000).74
Tabela 10 - Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro. Fonte: Ortigão (1995) apud
Schnaid (2000)
Tabela 11 – Valores típicos de ϕ_{cv} '. Fonte: Robertson & Hughes (1986) apud Schnaid (2000).
84
Tabela 12 – Valores do fator de conversão F. Fonte: Lutenegger (1988) apud Schnaid (2000).
95
Tabela 13 – Estimativa do comprimento da ficha D. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano
(2006)
Tabela 14 - Analogia entre os problemas tensão-deformação e de fluxo. Fonte: Lopes (1995)
apud Do Vale (2002)
Tabela 15 – Estimativa do volume de bacia de recalques. Fonte: Santos, 2007
Tabela 16 – Propriedades do solo. Thansnanipan et al. 2006.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO1	8
1.1 Objetivo	9
1.1.1 Objetivo geral1	9
1.1.2 Objetivo específico	9
1.2 Cortinas	9
1.2.1 Escoramentos	0
1.2.1.1 Estroncas2	3
1.2.1.2 Tirantes	3
1.2.1.3 Bermas	4
1.2.1.4 Estrutura definitiva	4
1.2.2 Paramentos	5
1.2.2.1 Estacas-prancha	5
1.2.2.2 Perfil pranchado	6
1.2.2.3 Paramentos com estacões	7
1.2.2.4 Cortinas com estacas tipo hélice contínua	8
1.2.2.5 Cortinas	9
1.2.2.6 Paredes diafragma	0
2 METÓDOS CONSTRUTIVOS	2
2.1 Histórico	2
2.2 Tipos de parede diafragma	2
2.2.1 Parede diafragma moldada "in loco"	3
2.2.2 Parede diafragma moldada pré-moldada3	4
2.2.3 Parede diafragma plástica3	6
2.3 Vantagens e Desvantagens	7
2.4 Normalização3	7
2.5 Equipamentos e materiais utilizados	8
2.5.1 Lama Bentonítica	3
2.5.1.1 Problemas com a saúde	4
2.5.1.2 Problemas com o meio ambiente	4
2.5.2 Polímeros	5

2.6 Etapas executivas	47
2.6.1 Mureta guia	47
2.6.2 Escavação dos painéis	48
2.6.3 Montagem dos painéis	49
2.6.4 Concretagem	50
3 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS DO SOLO	52
3.1 Sondagem a percussão (SPT)	52
3.1.1 Correções do N _{SPT}	53
3.1.2 História de tensões (OCR)	55
3.1.3 Classificação de solos	56
3.1.4 Ângulo de atrito (φ')	57
3.1.5 Módulo de deformabilidade (E)	59
3.1.6 Sensibilidade (Su)	61
3.2 Cone (CPT) e piezocone (CPTU)	61
3.2.1 Classificação dos solos	63
3.2.2 Parâmetros geotécnicos em argilas	65
3.2.3 Parâmetros geotécnicos em areias:	69
3.3 Palheta	71
3.3.1 Medições e cálculos	72
3.3.2 Correções	74
3.3.3 História de tensões (OCR)	75
3.4 Pressiômetro	76
3.4.1 Calibrações	79
3.4.2 Interpretação dos ensaios	81
3.4.2.1 Módulo de deformabilidade	81
3.4.2.2 Ângulo de atrito (φ') e dilatância (ψ)	84
3.5 Dilatômetro	85
3.5.1 Índices dilatométricos	88
3.5.2 Classificação dos solos	89
3.5.3 Tensão horizontal (K ₀)	90
3.5.4 Razão de sobre-adensamento (OCR)	92
3.5.5 Resistência ao cisalhamento não-drenada (Su)	93
3.5.6 Ângulo de atrito interno do solo (φ')	93
3.5.7 Módulo oedométrico (M)	95

3.5.8 Módulo de Young (E)
4 MÉTODOS DE CÁLCULO
4.1 Métodos Empíricos e semi-empíricos
4.1.1 Métodos Empíricos
4.1.2 Métodos Semi-empíricos
4.1.2.1 Contenção em Balanço
4.1.2.2 Contenção com 1 nível de escoramento
4.1.2.3 Contenção com 2 níveis de escoramento
4.2 Método analítico unidimensional
4.3 Método bidimensional
4.3.1 Algoritmo
4.3.2 Simulação pelo MEF de eventos em geotecnia
4.3.2.1 Simulação de escavação
4.3.2.2 Carregamento por forças de percolação
4.3.2.3 Análise de percolação
4.4 Recalque
4.5 Estabilidade
4.5.1 Estabilidade Geral
4.5.2 Erosão interna ("piping")
4.5.3 Estabilidade de fundo
4.5.4 Considerações sobre a ficha
4.6 Efeito da temperatura
4.7 Segurança estrutural 141
4.7.1 Teoria de estados limites
4.7.2 Verificação de estados limites
4.7.3 Fatores de segurança para estabilidade
4.7.4 Definição dos fatores de segurança
4.8 Programação
5 ESTUDO DE CASO
5.1.1 Localização
5.1.2 Projeto
5.1.3 Características Geotécnicas
5.1.4 Colapso da estação de bombeamento de entrada (IPS)
5.1.5 Causas do Colapso

5.1.6 Reconstrução	160
5.1.7 Conclusão	162
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	163
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

1 INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção são muito utilizadas para subsolos de edifícios, projeto de estradas, de pontes, de metrôs, de saneamento, entre outras. A contenção é uma estrutura que interage diretamente com o solo. Seu projeto é condicionado pelos deslocamentos do solo e as cargas que gera na estrutura.

As contenções são classificadas em estruturas de gravidade, muros de flexão, solo reforçado e paredes ou cortinas. Cada uma dessas estruturas é utilizada de forma independente ou em conjunto dependendo da necessidade requerida de projeto.

Os fatores que influenciam a escolha do tipo de estrutura mais adequada são: as dimensões da escavação (profundidade, largura e comprimento); as propriedades do solo na região; a seqüência imposta pelo método construtivo; sobrecargas devidas ao trânsito local e aos equipamentos utilizados na obra; o regime do nível de água, quando presente na escavação; o tipo de escoramento; a presença de utilidades e edificações vizinhas; o clima (principalmente a temperatura nas estroncas); o tempo de construção (tanto de escavação, quanto de instalação do escoramento); técnicas construtivas e equipamentos disponíveis; experiência profissional e prática local; e disponibilidade financeira (TACITANO, 2006).

As paredes-diafragma revolucionaram a engenharia de fundações por permitir realizar com relativa facilidade, segurança e economia, escavações profundas mesmo junto a edificações já existentes. São um tipo de paramento das cortinas, podem ser implantadas em quase qualquer tipo de terreno, mesmo sem rebaixamento do lençol freático formando um paramento "estanque", evitando assim, o fluxo de água para o interior da escavação, além disso, podem ser utilizadas com qualquer tipo de escoramento e se conformam melhor ao perímetro da contenção (SAEZ et al., 1998).

Os métodos de construção da parede-diafragma podem ser moldada "in loco", prémoldada e plástica. Sua execução requer mão-de-obra especializada e sua técnica executiva é muito parecida com às das estacas escavadas. A parede diafragma é executada em lamelas, sua continuidade é assegurada com o auxílio de um tubo ou chapa-junta, colocado após a escavação do painel retirado logo após o início da pega. As etapas executivas consistem basicamente na execução da mureta guia, escavação, montagem e a concretagem do painel e a escavação da contenção. Cabe ressaltar que o projeto e a execução de uma parede diafragma têm que ser estudado e planejado cuidadosamente para evitar imprevistos durante sua execução.

O reconhecimento do subsolo é um pré-requisito para projetos geotécnicos mais seguros e econômicos. O dimensionamento da parede é calculado baseado em dados provenientes de ensaios de campo. Pode ser escolhido um ou mais ensaios de campo para a obtenção dos parâmetros do solo para o projeto. Esses ensaios de campo podem ser a sondagem a percussão (SPT), o ensaio de cone (CPT) e piezocone (CPTU), ensaio de palheta, o pressiômetro e o dilatômetro.

Após a obtenção dos parâmetros do solo, são calculados os deslocamentos, esforços solicitantes e as verificações de segurança que podem ser estudados através de métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos. A partir disso, detalha-se o projeto para executá-lo em campo. Este trabalho descreve detalhadamente cada parte de um projeto e execução de parede diafragma.

1.1 **Objetivo**

1.1.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem por objetivo realizar um estudo dos procedimentos metodológicos de dimensionamento e execução de parede diafragma.

1.1.2 Objetivo específico

De caráter específico, pretende-se assimilar e refinar os conceitos das etapas construtivas, dos métodos de cálculo e das investigações geotécnicas de um projeto de parede diafragma.

1.2 Cortinas

Parede ou cortina de contenção é toda estrutura destinada a contrapor-se a tensões geradas em um maciço de solo cuja condição de equilíbrio foi alterada, a cortina é composta de paramento e escoramento (TACITANO, 2006):

Paramento:

- Estacas-prancha;
- Perfis metálicos com pranchões de madeira;

- Paredes diafragma;
- Estações.

Escoramento:

- Estroncas;
- Tirantes;
- Bermas;
- Estrutura definitiva.

1.2.1 Escoramentos

Os escoramentos têm como objetivo à estabilização do paramento e compõem-se dos seguintes elementos (TACITANO, 2006):

- <u>Longarina</u> é um elemento linear, longitudinal, em que a parede se apóia. É disposta horizontalmente e pode ser constituída de vigas de madeira, aço ou concreto armado;
- Estroncas ou escoras são elementos de apoio das longarinas. Dispõem-se, no plano horizontal das longarinas, sendo perpendiculares a elas. Em geral são constituídas de barras de madeira ou aço, porém existem também em concreto;
- <u>Tirantes</u> são elementos lineares introduzidos no maciço contido e ancorados em profundidade por meio de um trecho alargado, denominado bulbo. Trabalhando à tração, podem suportar as longarinas em lugar das estroncas, quando essa solução for mais adequada.

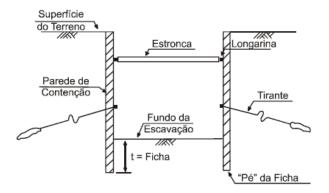


Figura 1 - Elementos de um sistema de contenção. Fonte: Marzionna (1979) apud Tacitano (2006).

Os escoramentos podem ser classificados de acordo com os materiais empregados em sua construção. Assim:

Madeira:

Escoramentos de madeira são normalmente utilizados para contenção de paredes de valas destinadas ao assentamento de tubulações de redes finas de água ou esgotos. Não são utilizadas para profundidades superiores a 3m a 4m. Dependendo do solo a ser contido e da profundidade a ser atingida podem ser construídos com pranchas verticais ou horizontais (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Pranchas Verticais: as paredes com pranchas verticais são utilizadas para escoramento de valas. As pranchas verticais vão sendo cravadas à medida que a escavação avança, de modo a manter uma "ficha" para apoio, abaixo do fundo da escavação. A partir de uma profundidade de escavação colocam-se longarinas que são peças longitudinais dispostas de cada lado da vala, num plano horizontal, e que dão suporte às pranchas verticais, funcionando como vigas que se apóiam em outras peças transversais, denominadas "estroncas". As estroncas são peças perpendiculares às longarinas, espaçadas o suficiente para permitir as operações de escavação e descida dos trechos de tubos. São peças de maior responsabilidade no escoramento e são dimensionadas para a flexo-compressão e à flambagem. Note-se que as longarinas e estroncas são mantidas em posição apenas pelo atrito no contato com as pranchas verticais, desenvolvido pelo encunhamento das estroncas contra as longarinas, permitindo que as pranchas verticais sejam percutidas e cravadas individualmente à medida que a escavação avança de modo a obter a "ficha" necessária (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Os escoramentos são conhecidos como "Contínuos" ou "Descontínuos" pelas pranchas formarem uma parede contínua, ou em situações favoráveis, deixar espaços intercalados, isto dependendo das características geotécnicas do maciço e do fluxo de água do lençol freático (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Podem-se utilizar pranchas verticais com encaixes "macho-fêmea", em caso de solos não coesivos (areias e siltes), para evitar o carreamento de material. Este tipo de escoramento é chamado de "Especial" (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Utiliza-se, normalmente, apenas um "Ponteleteamento" para situações de valas rasas em solos coesivos, que consiste no emprego de um escoramento descontínuo, reduzido a pares de pranchas verticais podem ser cravadas manualmente, com auxílio de marreta ou com o emprego de martelete pneumático (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

<u>Pranchas Horizontais:</u> são principalmente utilizadas no caso dos escoramentos tipo berlinense, encaixadas entre as abas de perfis "I" metálicos verticais (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Metálico-Madeira:

Esse tipo de escoramento foi empregado na construção do Metrô de Berlim, motivo pelo qual é conhecido também como "berlinense". São escoramentos constituídos de perfis verticais "I" de aço, cravados ao longo dos planos das faces laterais das valas antes do início da escavação. A abertura da vala é feita até atingir uma determinada profundidade que possa ser contida pelos perfis verticais, funcionando em balanço, e pelas pranchas horizontais encaixadas em suas abas. Nessa profundidade são instaladas, correndo paralelamente, de cada lado da vala, junto aos perfis verticais peças horizontais denominadas longarinas, que passam a suportar os perfis verticais e são mantidas em posição escoradas por outras peças horizontais, perpendiculares às faces da vala encunhadas contra as longarinas, denominadas estroncas. As pranchas horizontais recebem o empuxo do terreno e o transmitem às abas dos perfis verticais que, por sua vez, se apóiam nas longarinas mantidas em posição pelas estroncas (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Segundo Ranzini & Negro Jr. (1998), no caso de escoramento tipo berlinense ("metálico-madeira") é preferível evitar a fixação das pranchas por encunhamento entre as abas interna e externa dos perfis, por que dessa forma pode-se formar um vazio por trás das pranchas sem que seja percebido. Por outro lado, se as pranchas forem encunhadas entre a aba externa dos perfis e o terreno, qualquer fuga de solo provocará a queda das pranchas, mostrando imediatamente o problema.

Metálicos:

<u>Estacas-Pranchas:</u> são perfis de aço laminados com seções planas ou em foram de "U" ou "Z", com encaixes longitudinais, ou de concreto armado, com encaixes tipo "macho-fêmea", que permitem construir paredes contínuas pela justaposição das peças que vão sendo encaixadas e cravadas sucessivamente. Formam paredes com estanqueidade limitada pela permeabilidade das próprias juntas (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

De concreto:

<u>Paredes-Diafragma:</u> são construídas em trechos contíguos de comprimentos da ordem de 2 a 3m, os quais são escavados sucessivamente ou alternadamente, conforme as características da obra e do solo. As paredes-diafragma são caracterizadas pela concretagem submersa feita com tremonha em trincheiras escavadas, relativamente estreitas, cuja

estabilidade, durante a escavação, é obtida pela introdução de uma suspensão de "bentonita" em água. A suspensão estabilizante, denominada "lama bentonítica", permite a introdução da armadura e o enchimento da escavação com concreto (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Estacas Justapostas: podem ser escavadas ou cravadas lado a lado, sendo utilizadas para formação de paredes de contenção. Em geral são solidarizadas por meio de vigas de amarração ao longo de suas cabeças (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

1.2.1.1 Estroncas

A utilização de estroncas, geralmente metálicas, está limitada a situações em que a distância entre paramentos não é muito grande, menor que ~12m. Têm o mérito de não utilizar os terrenos adjacentes à contenção e de serem reutilizáveis. Os estroncamentos geralmente dificultam as escavações entre os paramentos e interferem com a execução da estrutura final (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Dependendo da distância entre os paramentos, pode ser necessária a execução de contraventamentos e apoios intermediários para sustentar o peso próprio do escoramento. Estes apoios são, na maioria das vezes, propiciados por estacas metálicas cravadas (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Estroncamentos de madeira, geralmente estroncas de eucalipto, são comuns na contenção de valas pouco profundas para instalação de sistema de águas pluviais, esgotos, adutoras, etc (RANZINI & NEGRO JR, 1998).

Estroncas constituídas por vigas de concreto protendido, segundo Ranzini & Negro Jr (1998), têm sido muito utilizadas como estroncas definitivas, principalmente em obra de canalização de córregos onde, muitas vezes, passam a fazer parte integrante da laje de cobertura da canalização.

1.2.1.2 Tirantes

Os tirantes dependendo da situação é o único sistema de escoramento exequível como, por exemplo, em muitos casos de contenção de encostas. Não ocupam espaço entre os paramentos facilitando as escavações e a execução da estrutura definitiva. Podem ser

provisórios ou definitivos. Se forem utilizados como definitivos requerem tratamentos e proteções especiais contra corrosão (SAEZ et al., 1998).

Por serem instalados nos terrenos adjacentes às contenções, só podem ser utilizados com autorização dos proprietários desses terrenos. Na elaboração de um projeto de atirantamento é necessário levar em consideração que eles podem interferir com as fundações profundas das edificações adjacentes. Alguns inconvenientes nas instalações dos tirantes devem ser considerados, como, as injeções para fixação dos mesmos podem provocar levantamento do terreno; as perfurações para instalação dos tirantes podem provocar recalques; e a protensão destes pode introduzir esforços horizontais nas fundações das edificações adjacentes (SAEZ et al., 1998).

Devido às dificuldades e aos custos cada vez maiores das escavações em lugares confinados, os tirantes têm sido adotados, quando possível, como uma alternativa econômica de escoramento (SAEZ et al., 1998).

1.2.1.3 Bermas

Em contenções de pequena altura de até 6m e em solos com boas características de resistência são utilizadas como único elemento de escoramento. Necessitam de proteção contra erosão que pode ser feita com chapisco de argamassa de cimento e areia. Interferem com a execução da estrutura definitiva, e sua remoção é quase sempre feita em condições adversas. Permitem deslocamentos dos paramentos que podem induzir recalques indesejáveis nas construções vizinhas (SAEZ et al., 1998).

Para grandes escavações, as bermas ocupam muito espaço o que, geralmente, inviabiliza sua adoção. Normalmente, utilizam as bermas como escoramento auxiliar dos outros tipos de escoramento, funcionando como escoramento provisório até a instalação destes (tirantes, estrutura definitiva, etc) (SAEZ et al., 1998).

1.2.1.4 Estrutura definitiva

A utilização da estrutura definitiva como escoramento de uma contenção é, em alguns casos, a única solução plausível como, por exemplo, no escoramento de escavações profundas para implantação de vários subsolos quando não se tem permissão para instalar tirantes nos

terrenos vizinhos. Como solução de escoramento, é uma solução econômica, pois evita a execução de escoramentos provisórios. Entretanto, o aumento de custo das escavações aliado ao aumento de custo da execução da estrutura definitiva pode, muitas vezes, ser maior que a economia obtida (SAEZ et al., 1998).

Este tipo de escoramento exige a execução de apoios intermediários que, sempre que possível, deverão coincidir com os da estrutura definitiva. Dadas as dificuldades executivas, pois os subsolos são constituídos de cima para baixo, os prazos de execução tendem a ser mais dilatados podendo, muitas vezes, comprometer o resultado final do empreendimento (SAEZ et al., 1998).

De acordo com Saez et al. (1998), para superar o problema de prazo quando este tipo de escoramento é adotado, costuma-se dimensionar os apoios intermediários, provisórios, não só para sustentar o peso das vigas e lajes dos subsolos, mas também, o peso da estrutura de outros andares superiores e construir, simultaneamente, os subsolos e a estrutura da edificação reduzindo, desta forma, o prazo total da obra.

1.2.2 Paramentos

Paramento, parede ou ainda cortina é a parte em contato direta com o solo a ser contido. É mais comumente vertical e formado por materiais como madeira, aço ou concreto ou ainda combinações destes. Pode ser contínuo ou descontínuo (TACITANO, 2006).

1.2.2.1 Estacas-prancha

As estacas-prancha metálicas são implantadas através de cravação por percussão ou por vibração. Dependendo das características do terreno e das condições das construções vizinhas, sua implantação pode causar vibrações indesejáveis (SAEZ et al., 1998).

Segundo Saez et al. (1998), devido ao sistema de ligação entre as estacas pranchas, elas formam um paramento estanque que evita o fluxo d'água e o carreamento de material para o interior das escavações e, portanto, dependendo do comprimento de sua "ficha" e das características do subsolo, podem dispensar, muitas vezes, a utilização de sistemas de rebaixamento do lençol freático.

Estacas-prancha de madeira são usadas em contenção de escavação de pequena profundidade como, por exemplo, em valas para instalação de tubulações de esgoto, águas pluviais, etc (SAEZ et al., 1998).

Estacas-prancha de concreto têm uso limitado, pois para contenções altas têm que ter porte avantajado, o que torna difícil o seu manejo e a sua cravação, além de apresentarem falhas nas juntas entre estacas que permitem a passagem de água e solo para dentro das escavações (SAEZ et al., 1998).



Figura 2 – Parede definitiva com estacas prancha metálica. Fonte: Tuenkers (2011).

1.2.2.2 Perfil pranchado

Este tipo de paramento é utilizado em obras de contenções implantadas acima do lençol freático e em solos que podem permanecer estáveis até a instalação do prancheamento. Temse mostrado uma solução muito econômica para contenções com altura até 6m, principalmente quando os perfis metálicos são incorporados à estrutura definitiva como parte integrante da armadura da cortina de concreto. Para sua implementação, o espaço necessário é pequeno, 20cm a 40cm. Os perfis metálicos são utilizados para suportar as cargas verticais da contenção das vigas e lajes e também as da estrutura definitiva (SAEZ et al., 1998).

Geralmente, abaixo do nível da água só podem ser implantadas com auxílio de sistemas de rebaixamento do lençol freático, o que onera a implantação deste sistema de contenção além de propiciar o aparecimento de recalques indesejáveis nas construções vizinhas (SAEZ et al., 1998).

A cravação dos perfis metálicos pode causar vibrações elevadas se eles forem de porte avantajado e se o subsolo tiver camadas de solos resistentes. Os perfis metálicos, às vezes, só

podem ser instalados com a utilização de pré-furos para minimizar as vibrações e, mesmo, para permitir que atravessem as camadas de solo mais resistente (SAEZ et al., 1998).

Para a instalação das pranchas de madeira é necessário executar uma escavação manual, cujo custo deve ser considerado quando do estudo econômico da solução, deve-se considerar o custo das longarinas metálicas que servem para transmitir os esforços dos tirantes ou estroncas aos perfis, quando um destes tipos de escoramento for adotado (SAEZ et al., 1998).



Figura 3 – Parede de contenção em perfis metálicos e pranchada de madeira com tirantes. Fonte: Infraestrutura (2011).

1.2.2.3 Paramentos com estações

Os estacões podem ser escavados com lama bentonítica, revestidos com camisas metálicas e tubulões executados a céu aberto. São executados da superfície do terreno, sem praticamente desconfinar o solo adjacente e sem provocar vibrações, este tipo de solução tem sido muito adotada na execução de contenções em que o solo a ser contido é constituído por argilas médias, rijas e duras ou solos, acima do nível d'água, que apresentam uma certa coesão que permite espaçar os estacões ou tubulões para compensar o maior consumo de concreto e aço, por m² de paramento, decorrente de sua forma circular (SAEZ et al., 1998).

De acordo com Saez et al. (1998), para a instalação deste tipo de paramento, é necessário dispor de um espaço de pelo menos 70cm no caso de tubulões a céu aberto escavados manualmente, e de pelo menos 80cm no caso de estacões escavados com lama bentonítica ou com camisa perdida. Quando se propõe recuperar as camisas de aço, o espaço mínimo necessário para a sua instalação é ainda maior.

O solo entre estacões ou tubulões pode ser contido por concreto projetado, por uma cortina convencional de concreto armado ou simplesmente protegido por parede de alvenaria. Em todos estes casos haverá escavação manual, cujo custo deverá ser levado em conta quando da análise econômica da solução (SAEZ et al., 1998).

Quando o solo a ser contido estiver situado abaixo do nível d'água, a implantação deste sistema de contenção só é possível, como no caso do Perfil Pranchado, com o emprego de sistemas de rebaixamento do lençol freático (SAEZ et al., 1998).

No caso de estacões justapostos, sempre haverá entre eles um espaço de pelo menos 5cm a 10cm ou até mais, no caso de contenções profundas, por onde fluirá para dentro da escavação água e solo. Este problema pode ser resolvido fazendo-se um tratamento das juntas através de injeções químicas ou através de Jet Grout. O tratamento deve ser executado por trás da cortina e antes das escavações. Estes tratamentos não garantem uma perfeita estanqueidade das juntas, além de serem onerosos. Eles devem ser complementados por tratamento adicional, pelo lado interno, dos pontos localizados de vazamento (SAEZ et al., 1998).



Figura 4 – Cortina em estações. Fonte: Dicionário geotécnico (2011).

1.2.2.4 Cortina com estacas tipo hélice contínua

Assim como nas cortinas de estacões, em caso do solo a ser contido estiver situado abaixo do nível d'água sua implantação apenas é possível com o emprego de sistemas de rebaixamento do lençol freático. Quando ocorre a justaposição é necessário fazer um tratamento de juntas através de injeções químicas ou através de Jet Grout (SAEZ et al., 1998).

Devido ao processo executivo, elas apresentam como vantagem em relação aos estacões o fato de não utilizarem lama bentonítica e ou camisas metálicas para conter o terreno e ter uma velocidade de execução bem maior (SAEZ et al., 1998).

O processo de colocação da armadura, neste tipo de estaca, não permite que ela, dependendo do seu comprimento, seja totalmente armada. Por este motivo a sua utilização em contenções fica limitada a paramentos cuja altura incluindo o comprimento da ficha seja igual ou inferior ao comprimento da estaca possível de ser armado (SAEZ et al., 1998).



Figura 5 – Muro de contenção em estacas hélice-contínua. Fonte: Fundesp (2011).

1.2.2.5 Cortinas

Este sistema que consiste na execução de paramentos de concreto armado ou concreto projetado armado (com tela), por trechos ou em "cachimbos", geralmente escorados por tirantes ou bermas durante a fase executiva e pela estrutura definitiva quando da obra pronta. Tem sido utilizado para conter escavações em solos, acima do nível d'água, que tenham suficiente resistência para permanecerem estáveis (SAEZ et al., 1998).

O processo executivo é geralmente lento e demanda muita mão-de-obra para as escavações confinadas e acertos dos taludes. As cortinas têm sido muito utilizadas (com tirantes definitivos) como estrutura permanente na contenção de encostas (SAEZ et al., 1998).



Figura 6 – Cortina atirantada na Serra das Araras – RJ. Fonte: Tecnosolo (2011).

1.2.2.6 Paredes diafragma

Revolucionou, desde a sua introdução, no fim dos anos 50, a Engenharia de Fundações por permitir realizar com relativa facilidade, segurança e economia, escavações profundas mesmo junto a edificações já existentes. O processo executivo de paredes-diafragma, que permite executar da superfície do terreno ao longo de todo o perímetro da contenção uma parede contínua de concreto armado, sem provocar vibrações ou desconfinar o terreno adjacente praticamente em qualquer tipo de solo, acima ou abaixo do nível d'água. Segundo Saez et al. (1998), as paredes-diafragma têm um desempenho melhor que os outros tipos de paramento, pois:

- podem ser implantadas em quase qualquer tipo de terreno, mesmo em areias finas submersas, sem rebaixamento do lençol freático.
- podem ser implantadas sem provocar vibrações, mesmo em camadas de areias muito compactas e argilas muito duras.
- formando um paramento "estanque", evitam o fluxo de água para o interior da escavação possibilitando que esta, entre os paramentos, seja executada, na maioria das vezes, somente com esgotamento superficial.
- executadas usualmente com espessuras variando de 30cm a 120cm (em obras especiais
 já foram executadas paredes com espessuras de 240cm), podem ser utilizadas em
 contenções de pequena ou grande altura.
- se conformam melhor ao perímetro da contenção e podem ser utilizadas com qualquer tipo de escoramento.

Quando utilizam tirantes como escoramentos, dispensa a execução das vigas, longarinas metálicas ou de concreto, para distribuição das cargas. Casos em que se utiliza como escoramento a própria estrutura definitiva, as paredes-diafragma podem ser executadas incorporando os ferros de espera das vigas e lajes (SAEZ et al., 1998).

Casos em que a escavação são abaixo do nível d'água, elas podem trazer grande economia adicional quando situada abaixo dos subsolos, formam com esta uma caixa "estanque", permitindo substituir a laje de subpressão por um sistema de drenagem (SAEZ et al., 1998).

O processo executivo de paredes-diafragma exige a utilização de equipamentos pesados e de grande porte e, portanto, não é possível executá-las em locais onde estes equipamentos não conseguem ter acesso. A presença de matacões é outro fator que pode inviabilizar a utilização das paredes-diafragma (SAEZ et al., 1998).

A parede de diafragma será abordada mais detalhadamente a seguir.



Figura 7 - Parede diafragma. Fonte: Do Vale (2002).

2 METÓDOS CONSTRUTIVOS

2.1 Histórico

A técnica para construção de paredes de diafragma surgiu através da invenção francesa da máquina de perfuração rotativa por lavagem e da utilização de lama bentonítica na Indústria Petrolífera Americana no início do século 20 (DFI, 2011).

O grande avanço da tecnologia ocorreu na Europa e, em 1948, foi testada a primeira parede diafragma. No final da década de 50, na Itália, foram construídas as primeiras paredes diafragma de concreto armado para as obras do metrô de Milão (PULLER, 1996).

Paredes diafragma foram introduzidas nos Estados Unidos por empresas européias na década de 60. A primeira obra foi na cidade de Nova Iorque em 1962. Grandes obras foram construídas utilizando parede diafragma, algumas delas são: Banco da Califórnia em São Francisco, World Trade Center em Nova Iorque, metrô de Boston, entre outras.

No Brasil, as primeiras paredes diafragma foram construídas no fim da década de 60. Sendo uma delas, o Edifício do Pelletron, na Universidade de São Paulo em 1969 (FRANKI, 2011). A grande difusão de paredes diafragma no Brasil foi graças às obras do metrô. Em São Paulo, foi utilizado nas estações do metrô Conceição, Saúde, São Joaquim, República, Anhangabaú, entre várias outras.

2.2 Tipos de parede diafragma

De acordo com a metodologia executiva, basicamente, existem 3 tipos de parede diafragma: moldada "in loco", pré-moldada e plástica.

2.2.1 Parede diafragma moldada "in loco"

As paredes moldadas "in loco", ou diafragma contínuo, absorvem cargas axiais, empuxos horizontais e momentos fletores, podem alcançar e superar profundidades superiores a 50m, além disso, sua espessura podem variar de 30 até 120cm. (FUNDESP, 2009).

As técnicas executivas das paredes diafragma são muito parecidas às das estacas escavadas. A parede diafragma é executada em painéis ou lamelas, onde sua continuidade é assegurada com o auxílio de um tubo ou chapa-junta, colocado após a escavação do painel e retirado logo após o início da pega (endurecimento do concreto). O crescimento da construção de parede diafragma moldada "in loco" se deve principalmente às vantagens que proporciona como facilidade em adaptar-se à geometria do projeto; quase total ausência de vibração; não causar sensíveis descompressões ou modificações no terreno evitando danos às estruturas existentes; alcançar profundidades abaixo do nível da água; a possibilidade dos vários painéis fazerem parte da estrutura permanente; e servir como contenção de escavações profundas. (FUNDESP, 2009).

Resumidamente, a metodologia executiva de uma parede diafragma moldada "in loco" consiste em 3 etapas: a fase de escavação, colocação da armadura e a concretagem como mostra a Figura 8.

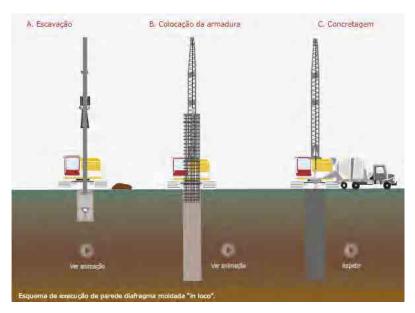


Figura 8 - Metodologia executiva de uma parede diafragma moldada "in loco". Fonte: Fundesp (2009).

As paredes diafragma encontram hoje um vasto campo de atuação, podendo ser usadas com sucesso em variados setores da engenharia de fundação, por exemplo (FUNDESP, 2009):

- Fundações de obras de arte;
- Serviços de subfundação e de proteção de obras ameaçadas pela erosão das águas;
- Grandes obras hidráulicas (barragens em terra, escavações e presença de lençol freático, cortinas impermeáveis no leito dos rios, etc);
- Obras de canalização para regularização do leito dos rios contra as enchentes e a erosão;
- Construção de metrô, embarque de túneis, passagens subterrâneas e de grandes escavações em centros urbanos;
- Execução de subsolos para prédios, garagens subterrâneas, funcionando seja como elemento estrutural, seja como septo impermeabilizante impedindo o fluxo de água;
- Grandes obras industriais para construção de poços ou silos enterrados;
- Execução de cais.



Figura 9 – Parede diafragma moldada "in loco", CIEE – São Paulo. Fonte: Fundesp (2009).

2.2.2 Parede diafragma moldada pré-moldada

A utilização de painéis pré-moldados de concreto armado ou protendido é a mais importante inovação das técnicas executivas de paredes diafragma. O painel pré-moldado pode ter um recobrimento menor, normalmente 3cm e concreto com fck superior a 25 MPa. Deste modo, a resistência estrutural da parede pré-moldada é substancialmente superior a da moldada "in situ" (FUNDESP, 2009).



Figura 10 – Lançamento de placa pré-moldada, metrô de Brasília. Fonte: Fundesp (2009).

Uma das vantagens da parede pré-moldada é que não terá perdas de concreto que acarretam, além do custo do material, custos de remoção dos bolsões de concreto. Estes valores podem ser muito elevados, principalmente em regiões de solo mole (FUNDESP, 2009).

A ficha da parede pode ser concretada "in situ" para reduzir o peso do elemento pré moldada. Então, sugere-se para este caso o uso de placas vazadas onde a concretagem da ficha é realizada por dentro da placa. (FUNDESP, 2009).

A lamela escavada com lama estabilizante é preenchida com "coulis" antes da colocação da placa pré-moldada para garantir a estanqueidade da junta. O "coulis" é uma mistura de cimento, bentonita e água. Após a colocação da placa pré-moldada de concreto, o "coulis" preencherá o espaço entre as juntas, impedindo a passagem da água. Outra forma de evitar a passagem da água é utilizar juntas Fugenband, cuja eficiência tem sido bastante satisfatória. (FUNDESP, 2009).



Figura 11 – Junta Fungenband, metrô de Fortaleza. Fonte: Fundesp (2009).

Resumidamente, a metodologia executiva de uma parede diafragma moldada "in loco" consiste em 3 etapas: a fase de escavação, colocação de placa pré-moldada e a concretagem submersa como mostra a Figura 12.

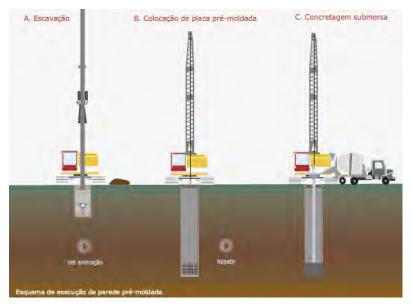


Figura 12 - Metodologia executiva de uma parede diafragma pré-moldada. Fonte: Fundesp (2009).

2.2.3 Parede diafragma plástica

O principal diferencial da parede diafragma plástica é a formação de um paramento "estanque" de "coulis" (cimento + bentonita + água) em proporções que varia em função da permeabilidade desejada, impedindo o fluxo d'água ou fluido indesejável (FUNDESP, 2009).



Figura 13 – Parede diafragma plástica, poço de acesso da Estação Luz, metrô de São Paulo. Fonte: Fundesp (2009).

2.3 Vantagens e Desvantagens

As vantagens das paredes diafragmas, segundo Coelho (2010), Fundesp (2009) e Saez et al. (1998), são:

- Ruído e vibrações reduzidos;
- Bom comportamento sísmico;
- Adapta-se a diversos tipos de terreno, mesmo com nível freático elevado;
- Pode atingir profundidades elevadas;
- Permite várias frentes de trabalho;
- Estanqueidade à passagem de água para o interior da zona escavada;
- Adapta-se à geometria do projeto;
- Não causa sensíveis descompressões ou modificações do terreno, evita-se assim, danos às estruturas existentes.
- Pode-se utilizar qualquer tipo de escoramento.

As desvantagens das paredes diafragmas, segundo Coelho (2010), são:

- Exige grande espaço em estaleiro e equipamentos de grandes dimensões;
- Exige equipamento e mão-de-obra especializados;
- A utilização da bentonita levanta problemas ambientais;
- O processo pode ter de ser abandonado se existirem rochas no terreno.

2.4 Normalização

A normalização da parede diafragma é realizada pelas partes da parede diafragma e não há uma regulamentação específica. De acordo com o Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF, a seguir estão algumas das principais normas regulamentadoras que são utilizadas na parede diafragma. Porém, outras também podem ser utilizadas dependendo do projeto como, por exemplo, a norma de tirantes (NBR 5629) se a parede for atirantada.

NBR 5738: 1994 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto.

NBR 5739: 1994 - Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

NBR 6118: 2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

NBR 6122: 1996 - Projeto e execução de fundações - Procedimento.

NBR 7211: 1986 - Agregado para concreto.

NBR 7212: 1984 - Execução de concreto dosado em central.

NBR 7480: 1996 - Barras e fios de aço destinados às armaduras para concreto armado (contém errata).

NBR 8953: 1992 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência.

NBR 11578: 1991 - Cimento Portland composto – Especificação.

NBR 12655: 1996 - Concreto - Preparo controle e recebimento.

NBR ISO 6892: 2002 - Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente.

NM 67: 1996 - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.

2.5 Equipamentos e materiais utilizados

• DIAFRAGMADORA: conjunto composto por clamshell e guindaste mecânico ou hidráulico. A diafragmadora é utilizada para escavação dos painéis e deve estar sempre alinhado e balanceado para garantir a qualidade da parede que dependerá muito das condições do guindaste e do clamshell. O clamshell é içado pelo guindaste por meio de um cabo de aço, onde na ponta ligada ao clamshell se encontra um distorcedor, que impede à torção do clamshell pelo cabo de aço (MONTEIRO, 2009).



Figura 14 - Diafragmadora. Fonte: Edifício Luzes da Móoca (2011).

 CLAMSHELL: é utilizado na escavação das lamelas de parede diafragma, acoplado as barras Kelly, a abertura e fechamento das pás de escavação pode ser por meio mecânico (cabos de aço), ou por meio hidráulico quando o solo for muito duro (MONTEIRO, 2009).



Figura 15 – Diafragmadora, detalhe para o clamshell. Fonte: Tenge (2009).

- LABORATÓRIO DE CAMPO: necessário para ensaio da lama bentonítica, deve ter os seguintes equipamentos (MONTEIRO, 2009):
 - Densímetro do tipo baroid;
 - Viscosímetro do tipo marsh;
 - o Provetas e papéis de tornassol;
 - o Balança.
- GUINDASTE AUXILIAR: é um guindaste mecânico que é utilizado na colocação da armadura dentro do painel escavado, e na movimentação dos equipamentos (tubos tremonha, funil, bombas, desarenadores) dentro do canteiro. Enquanto o guindaste da diafragmadora só trabalha mesmo na escavação dos painéis (MONTEIRO, 2009).
- CABO DE MEDIDA: é um cabo de aço graduado de metro em metro, usado para medir a profundidade da escavação e do concreto (MONTEIRO, 2009).
- ARMADURAS: ferragem dos painéis em barras de aço nervurado, montadas e armadas na dimensão do painel (MONTEIRO, 2009).



Figura 16 – Armadura de uma lamela. Fonte: Torre Matarazzo (2011).

- BARRAS KELLY: é uma haste de metal que suporta e guia o clamshell (MONTEIRO, 2009).
- ROLETE: são peças cilíndricas de plástico que são encaixadas nas armaduras, com função de fazer a armadura deslizar para dentro do painel escavado e também garantir o cobrimento da armadura (MONTEIRO, 2009).



Figura 17 – Roletes de plástico. Fonte: Torre Matarazzo (2011).

 CHAPA JUNTA: são chapas metálicas colocadas nas extremidades dos painéis antes da concretagem e retirados quando se inicia a pega do concreto. Sempre se coloca a chapa junta onde tiver uma união de um painel com outro (MONTEIRO, 2009).



Figura 18 - Chapa junta. Fonte: Torre Matarazzo (2011).

- LIMPADOR DE JUNTA: é uma ferramenta para limpeza das juntas fêmeas dos painéis, a fim de retirar qualquer resíduo de solo existente. Qualquer resíduo de solo na junta pode formar vazios no concreto e posteriormente ocasionar vazamento de água na parede por esses vazios (MONTEIRO, 2009).
- TUBO TREMONHA E FUNIL: é um tubo metálico de diversos diâmetros, sendo o diâmetro mínimo de 10". O tubo tremonha é utilizado na concretagem dos painéis, seu comprimento deve ser maior que a profundidade do painel. Na ponta do tubo é colocado o funil onde será despejado o concreto que irá concretar o painel (MONTEIRO, 2009).



Figura 19 - Funil. Fonte: Torre Matarazzo (2011).

 CHAPA ESPELHO: é uma chapa de aço colocada como espelho na parte interna do painel antes da concretagem. Tem como função eliminar a perda de concreto pelos vazios do solo (overbreak) e melhorar o acabamento do concreto (MONTEIRO, 2009).



Figura 20 – Chapa espelho sendo retirada da lamela. Fonte: Edifício Luzes da Móoca (2011).

CENTRAL DA LAMA BENTONÍTICA: é composta por tanques, bombas, desarenadores e misturadores. Os tanques servem para armazenamento da água e da lama bentonítica (água + bentonita). As bombas têm como função levar a lama bentonítica até o local de utilização. Os desarenadores servem para separar a lama bentonítica da areia proveniente do solo depois da aplicação. E os misturadores fazem a mistura da bentonita com a água (MONTEIRO, 2009).



Figura 21 – Central da lama bentonítica. Fonte: Construtora Buena Neto (2009) apud Monteiro (2009).

2.5.1 Lama Bentonítica

A bentonita é uma argila composta por diversos minerais com uma concentração maior da montmorilonita. A lama bentonítica ou iodo bentonítico é o nome dado à mistura da bentonita e água. A lama bentonítica empregada é uma composição de bentonita (montmorilonita de sódio), que tem propriedades tixotrópicas, ou seja, tem um comportamento fluido quando agitada, mas é capaz de formar um gel quando em repouso (MONTEIRO, 2009).

A principal função da lama é criar película impermeável nas paredes da escavação, o chamado "cake", formado pela penetração da lama nos vazios do solo, esta película permite que a lama exerça empuxo contra as paredes da escavação, a fim de estabilizá-la. A espessura da penetração vai depender da diferença entre o nível da lama da trincheira e o nível da água do terreno, da permeabilidade do solo e da viscosidade da lama. Quando a permeabilidade do solo é muito alta pode haver perda de lama, impossibilitando a utilização do processo moldadas nestes tipos de solo, além disso, a penetração excessiva da lama é inconveniente para a estabilidade da trincheira. Em argilas intactas, não há formação do "cake", porém, sem prejuízo para o processo de estabilização. A lama tem por função ainda impedir o desprendimento de grãos de areia das paredes da trincheira (MONTEIRO, 2009).

Recomenda-se o controle da lama bentonítica para fornecimento como o descrito na Tabela 1 (MONTEIRO, 2009).

Tabela 1 – Parâmetros da lama bentonítica. Fonte: NBR 6122 apud Monteiro (2009).

Parâmetros	Valores	Equipamento para ensaio
Peso específico	1,025 a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 a 90	Funil Marsh
pН	7 a 11	Papel de pH
"Cake"	1,0 a 2,0mm	"filter press"
Teor de areia	Até 3%	"baroid sand content" ou similar

2.5.1.1 Problemas com a saúde

As doenças ocasionadas ao trabalhador pela utilização da lama bentonita é proveniente da sílica (SiO₂) que é um dos componentes presentes na bentonita, em até 1% do peso (MONTEIRO, 2009).

A sílica cristalina é um mineral que se apresenta abundantemente na natureza. Está presente em três formas: quartzo, tridimita e cristobalita. A poeira originada da bentonita que contém a sílica é o que provoca os danos a saúde, e essa têm efeito fibrogênico nos pulmões (FIEP, 2008 apud MONTEIRO, 2009).

Após anos em contato constante com essa poeira é que o portador de alguma dessas doenças irá apresentar alguns sintomas: bronquite, tosse seca, dispnéia. Em um exame radiológico as alterações pulmonares podem aparecer após 20 anos de contato com o organismo para pessoas pouco expostas e em até 2 anos para exposição constante. A silicose é o nome dado a doença provocada por este contato, as partículas de poeira se depositam nos bronquíolos e alvéolos, causando um tipo de fibrose pulmonar. Além dessa fibrose, têm ainda efeitos carcinogênicos e genotóxicos. A silicose é uma doença sem cura, e sem tratamento medicamentoso, podendo-se tratar apenas alguns dos seus sintomas. Em estágios mais avançados é comum o desenvolvimento de câncer no pulmão (CAMPOS, 2005 apud MONTEIRO, 2009). De acordo com a FIEP (2008), aproximadamente dois mil trabalhadores são registrados ocupacionalmente no tratamento da sílica (MONTEIRO, 2009).

O contato com o pó de bentonita pode provocar irritação e coceira nos olhos e na pele, assim como outros tipos de poeira. Neste caso lava-se a região com água e sabão. Caso ingerida pode provocar bloqueio intestinal. O trabalhador deve estar sempre fazendo uso dos EPI's adequados, como a máscara com filtro, óculos de proteção e luvas para minimizar e até eliminar estes riscos a saúde (CASQUÍMICA, 2008 apud MONTEIRO, 2009).

2.5.1.2 Problemas com o meio ambiente

O impacto ambiental causado pela bentonita misturada com água, por se tratar de um produto coloidal e plastificante, provoca a diminuição da permeabilidade do solo. Alguns cuidados devem ser tomados (MONTEIRO, 2009):

- As áreas utilizadas devem ser isoladas para que o produto não seja carreado para os cursos d'água.
- Todo material usado deve ser recolhido e destinado ao depósito de material excedente previamente aprovado.
- É proibido o escoamento da lama bentonítica no sistema de drenagem, provisório ou definitivo, e nos corpos d'água.
- A área afetada pelas operações de construção e execução deve ser recuperada, mediante a limpeza do canteiro de obras, e efetuando a recomposição ambiental.

2.5.2 Polímeros

Surgiu a necessidade de uma nova tecnologia de estabilização de escavações por culpa de uma restrição crescente pelos órgãos ambientais ao uso de lama bentonítica. O uso dos polímeros em substituição à bentonita está associado ao fato do polímero ser um produto biodegradável, facilitando a disposição dos materiais provenientes das perfurações (MONTEIRO, 2009).

O polímero é uma cadeia de moléculas, isto é, uma longa molécula formada pela soma da simples repetição de grupos denominados monômeros, que se unem pelas extremidades, de forma parecida as ligações dos elos de uma corrente. A água em contato com o polímero faz com que suas moléculas fiquem presas pelas longas cadeias do polímero, fazendo com que sua estrutura aumente o volume, o que caracteriza uma maior viscosidade ao material (MONTEIRO, 2009).



Figura 22 – Polímero sendo despejado. Fonte: Costa Fortuna (2011).

Existem, atualmente, no mercado mundial, vários tipos de polímero disponíveis. Porém, podem-se utilizar dois ou mais elementos na mistura com a água para que se tenha uma boa

eficiência na estabilização de escavações. O fluido geralmente é constituído por dois produtos, um em pó (sólido) e uma emulsão (líquido). O primeiro produto é composto de um poliacrilato de sódio sintético orgânico em solução e descrito como um copolímero de acrilamida com grupos acrilate, que tem função de agente estabilizador auxiliar em perfurações e limpezas de furos. O segundo produto é composto de um poliacrilato de sódio sintético orgânico e descrito como um copolímero de acrilamida com grupos acrilate, tendo como função de estabilizar auxiliarmente, lubrificar e deslizar nas perfurações (MONTEIRO, 2009).

A utilização inicial do polímero no Brasil foi para execução de estacas escavadas circulares, pois se encontrou dificuldade de estabilização de furos de seção transversal retangular devido a diferente distribuição das tensões internas neste tipo de perfuração. Atualmente, empresas pioneiras no uso desse material o utilizam com sucesso em escavações de seção retangular e circular profunda (MONTEIRO, 2009).

Pode-se destacar como vantagens do uso do polímero em relação à bentonita (MONTEIRO, 2009):

- Produto biodegradável podendo ser utilizado onde há restrições ao uso da bentonita, viabilizando obras;
- Descarte de baixo custo, podendo ser realizado em qualquer tipo de bota-fora;
- Necessita apenas de uma pequena área para estoque e seu frete é mais barato;
- Fácil preparo e dispersão em água;
- Aplicação após aproximadamente 15 minutos de mistura;
- Alto índice de reaproveitamento da mistura (3,5 a 5 vezes);
- Elimina ou minimiza a necessidade de desarenação antes da concretagem;
- Obra mais limpa, promovendo a possibilidade de visualizar com boa definição as características do material escavado;
- Desgaste menor de equipamentos e ferramenta, proporcionando menos paralisações por quebra de equipamentos;
- Menor formação de borra de concretagem na cabeça da estaca ocasionando em média menores quebras para arrasamento.

Pode-se destacar como desvantagens em relação a bentonita pode-se destacar (MONTEIRO, 2009):

- Custo unitário do fluido maior do que o da bentonita;
- Necessidade de monitoramento contínuo de suas propriedades já que a contaminação por cloretos ou matéria orgânica pode ser desastrosa.

2.6 Etapas executivas

O projeto de uma parede diafragma é complexo, por isso, sua execução tem que ser estudada e planejada, prestando atenção nos detalhes de cada etapa executiva. Evitando imprevistos durante sua execução. As etapas executivas serão detalhadas a seguir e consiste basicamente na execução da mureta guia, escavação do painel, montagem do painel e a concretagem.

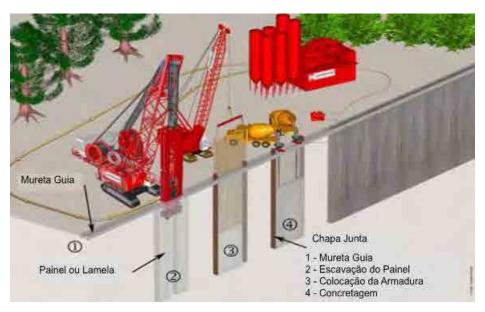


Figura 23 – Etapas executivas. Fonte: Anson (2008) apud Monteiro (2009).

2.6.1 Mureta guia

A execução da parede diafragma é precedida pela execução de muretas guias que são paredes executadas em concreto armado ao longo de todo contorno da obra enterrada. Seu objetivo é definir o caminhamento da parede servindo de guia para a escavação do "clamshell", manter estável a parte superior dos painéis impedindo o desmoronamento do terreno próximo à superfície devido à permanente variação do nível de lama bentonítica,

devido à entrada e saída do "clamshell" na escavação, e garantir uma altura de lama compatível com o nível do lençol freático (MONTEIRO, 2009).



Figura 24 – Mureta guia. Fonte: Ishikawa Engenharia (2005) apud Monteiro (2009).

2.6.2 Escavação dos painéis

A ferramenta "clamshell" é utilizada para a escavação das lamelas. Essa ferramenta pode executar paredes com espessura entre 30 até 120 cm. A largura padrão de cada lamela é de 2,5m. A mureta guia serve como referência para faces de 3 a 4 cm maior que a espessura da parede, servindo também como apoio das ferragens e tubo tremonha (GEOFIX, 2009 apud MONTEIRO, 2009).

Inicia-se a escavação por uma lamela primária de acordo com o projeto de fundações. Inicia-se o bombeamento da lama bentonítica para dentro da escavação quando atingir de 1,0 a 1,5 m de profundidade de escavação para de estabilizar as paredes da cava. A velocidade de escavação é determinada pela resistência do solo e comprimento da parede. Durante o processo de escavação, faz-se necessário a constante verificação dos instrumentos que regulam a verticalidade da torre do equipamento para evitar desvios do "clamshell" (MONTEIRO, 2009).

A lama é introduzida simultaneamente em que o solo vai sendo retirado. O nível da lama é fundamental que esteja o mais alto possível dentro da escavação para estabilidade das paredes da lamela. Caso ocorra uma perda acentuada da lama no solo, tal que não permita manter o nível estável da lama, a escavação deverá ser interrompida imediatamente para uma análise do motivo que está provocando a anormalidade constatada (MONTEIRO, 2009).



Figura 25 - Processo de escavação com injeção de polímeros. Fonte: Costa Fortuna (2011).

2.6.3 Montagem dos painéis

Após o término da escavação, inicia-se a montagem das chapas-junta, colocação da armação no painel e do tubo tremonha para concretagem. Segundo Monteiro (2009), as chapas-junta são montadas verticalmente nas laterais da escavação, com a seção trapezoidal virada para dentro da mesa, formando assim uma junta fêmea, que na concretagem do painel adjacente será preenchida, solidarizando-se com este.

A armadura para parede diafragma é previamente montada e deve ser suficientemente rígida para ser içada por guindaste. Deve conter 6 alças em cada armadura: duas alças para içamento e quatro alças para travamento na mureta guia. O cobrimento da armadura deve ser de 4 a 7cm, para isso utilizam-se espaçadores circulares (roletes), com espessura de 5cm e diâmetro de 10 a 14cm, amarrados na armadura no sentido de sua largura, nas duas faces intercaladas de acordo com o pedido do projeto (GEOFIX, 2009 apud MONTEIRO, 2009).

Nos painéis iniciais, a largura da armação deve ser de 2,5m menos 20cm de cobrimento no sentido do comprimento (10cm para cada lado) e menos a altura das duas chapas-junta somadas. Agora, nos painéis seqüenciais a largura da armação deve ser de 2,5m menos 20cm de cobrimento no sentido do comprimento, e menos a altura de uma chapa-junta, visto que nestes painéis só utiliza-se chapa do lado em que se seguirá a escavação (MONTEIRO, 2009).

As armaduras devem ficar imersas na lama bentonítica por no máximo 4 horas antes da concretagem. Um período superior a este faz com que as partículas de bentonita colem no aço da armação, prejudicando sua aderência ao concreto (MONTEIRO, 2009).

Após a colocação da chapas-junta e armação no painel escavado, inicia-se a montagem da composição do tubo de concretagem. Colocado no centro da armação, consiste de uma composição de revestimentos metálicos, montado com seções de 1,0 e 2,0m com comprimento total 20cm menor que o comprimento da escavação (MONTEIRO, 2009).

Na sua extremidade superior é rosqueado um funil, por onde é lançado o concreto (MONTEIRO, 2009).



Figura 26 – Colocação da armação em um painel. Fonte: Do Vale (2002).

2.6.4 Concretagem

Antes do início da concretagem do painel, observam-se as condições físicas da lama bentonítica. De acordo com a NBR 6122 (1996) a lama bentonítica deve estar dentro dos parâmetros determinados para que se possa iniciar a concretagem. Utiliza-se para determinação desses parâmetros um laboratório portátil (MONTEIRO, 2009).

A concretagem da parede diafragma é executada de baixo para cima e, sendo o concreto mais denso que a lama bentonítica, expulsa a mesma sem que ambos se misturem. Enquanto o concreto vem subindo a lama é bombeada de volta aos reservatórios da central, e o tubo tremonha é levantado devendo a sua extremidade inferior ficar imerso pelo menos

1,5m dentro do concreto para garantir que não se formem juntas frias. (GEOFIX, 2009 apud MONTEIRO, 2009).

O concreto utilizado deve ter alta trabalhabilidade e fluidez para sair do tubo tremonha e se espalhar por toda a escavação, para cima e para o lado, e nesse movimento deslocar a lama bentonítica. O concreto deve apresentar as seguintes características (MONTEIRO, 2009):

• Consumo de cimento: 400 kg/m³.

• Fator água/cimento: 0,60.

• Abatimento: 20 ± 2 cm.

• Agregado: brita 1.

Para concretagem de painéis de grandes dimensões utiliza-se mais de um tubo tremonha e velocidades de lançamento superiores a 30m³/h. Para a maioria das concretagens, uma velocidade de 20m³/h é suficiente. O concreto tem que ser lançado ininterruptamente e a concretagem concluída no menor tempo possível. Após o início da pega, começa-se lentamente a extração das chapas-junta, que se completará somente quando terminar a cura do concreto (MONTEIRO, 2009).

O concreto do topo da parede vem misturado com lama bentonítica e deve ser removido. Geralmente, essa camada é extraída retirando-se no máximo 50cm do mesmo (GEOFIX, 2009 apud MONTEIRO, 2009).

De acordo com o tipo de terreno encontrado durante a escavação, vamos ter uma sobre consumação maior ou menor de concreto "overbreak". O volume de concreto lançado no painel deve ser sempre maior do que o volume teórico da escavação. Um volume lançado menor que o volume teórico sinaliza um estrangulamento da escavação (MONTEIRO, 2009).



Figura 27 - Concretagem com tubo tremonha de um painel da parede diafragma. Fonte: Do Vale (2002).

3 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS DO SOLO

Os projetos geotécnicos são executados com base em ensaios de campo que permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Estas informações são fundamentais em projetos de fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção, dimensionamento de pavimentos, infra-estrutura hídrica, entre outros. O reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos geotécnicos mais seguros e econômicos (SCHNAID, 2000).

A análise dos resultados visando um projeto geotécnico específico pode ser realizada segundo duas abordagens distintas (SCHNAID, 2000):

- Métodos diretos: são de natureza empírica ou semi-empírica, têm fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas.
- Métodos indiretos: os resultados de ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projeto.

Dependendo da técnica de ensaio utilizada e do tipo de solo investigado, normas específicas e códigos, bem como da experiência regional é realizada a escolha da abordagem direta ou indireta. Normalmente, utiliza-se uma abordagem semi-empírica ao invés de um método racional de análise devido a complexas condições de contorno decorrentes do processo de penetração e carregamento do ensaio. Portanto, cabe ao engenheiro definir, para o atual estado do conhecimento, qual o procedimento de análise mais apropriado (SCHNAID, 2000).

3.1 Sondagem a percussão (SPT)

O "Standard Penetration Test" (SPT) é o método de investigação mais popular, econômico e mais utilizado em praticamente todo mundo. Especialmente no Brasil, os resultados de SPT são sistematicamente utilizados em projetos de fundações e contenções.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. O procedimento do ensaio é descrito por Schnaid

(2000): a perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0kg, caindo de uma altura de 750mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm. O ensaio de SPT é normalizado pela NBR 6484/2001.

As principais vantagens desse ensaio são a simplicidade do equipamento, baixo custo e facilidade na obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000).

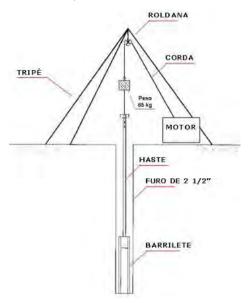


Figura 28 – Equipamento para ensaio do SPT. Fonte: Fórum da Construção (2011).

3.1.1 Correções do N_{SPT}

A prática brasileira é pautada pelas recomendações da NBR 6484 que estabelece critérios rígidos quanto a procedimentos de perfuração e ensaio, com a adoção de um único tipo de amostrador, porém, no meio técnico existem variações regionais de procedimentos de sondagem, o uso ou ausência de coxim e cabeça de bater, o acionamento com corda de sisal ou cabo de aço, com e sem roldana e variação do tipo de martelo utilizado (SCHNAID, 2000).

De acordo com Schnaid (2000), sempre que os resultados de ensaio forem interpretados visando à estimativa de parâmetros de comportamento do solo existe a necessidade de correção dos valores medidos de N_{SPT} . A correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão americano de N_{60} , é realizada simplesmente através de uma relação linear entre energia empregada e a energia de referência. Assim:

$$N_{60} = \frac{(N_{SPT} \times Energia \ Aplicada)}{0,60} \tag{1}$$

Sendo

N₆₀ = Número de golpes corrigido para 60% de energia teórica.

N_{SPT} = Número de golpes do ensaio de campo a percussão (resistência à penetração do amostrador SPT).

Existe um reconhecimento que a tensão geostática média afeta a magnitude do número de golpes, um efeito que pode ser corrigido normalizando o valor do N_{SPT} no que diz respeito a tensão efetiva de referência. Essa influência é representada pelo fator de correção C_N (SCHNAID et al., 2009).

$$N_1 = C_N \times N_{SPT} \tag{2}$$

Sendo

 $N_1 = N_{SPT}$ corrigido para uma tensão de referência de 100kPa (1atm).

C_N = Fator de correção devida à tensão efetiva de sobrecarga.

Expressões desenvolvidas para representar C_N baseados em testes in situ e testes de laboratório estão resumidas na tabela abaixo:

Tabela 2 – Fator de Correção C_N. Fonte: SCHNAID et al, 2009.

Referência	Fator de Correção CN	σ'ν	Observação
Skempton (1986)	$C_{N} = \frac{200}{100 + \sigma'_{v}}$	kPa	Seed et al. (1983) Dr = 40 a 60%
Skempton (1986)	$C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_V}$	kPa	Areia NA Seed et al. (1983) Dr = 60 a 80%
D. J. (1074)	$C_N = 0.77 \log \frac{200}{\sigma_n}$	1.5	Areia NA
Peck et al. (1974)		kPa	Areia NA
Liao & Whitman (1985)	$C_{N} = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v}}}$	kPa	Areia NA
Liao & Whitman (1985)	$C_{N} = \left[\frac{(\sigma'_{v})_{ref}}{\sigma'_{v}}\right]^{k}$	_	k = 0,4 a 0,6
Skempton (1986)	$C_{N}=\frac{170}{70+\sigma'_{\mathrm{v}}}$	kPa	Areia SA
2.13mpvon (1700)	0 143	w	OCR = 3
Clayton (1993)	$C_{N} = \frac{13}{43 + \sigma'_{v}}$	kPa	Areia SA OCR = 10

Nota: NA = Normalmente Adensada; e SA = Sobre Adensada.

3.1.2 História de tensões (OCR)

Para solos pré-adensados, a desconsideração dos efeitos do nível de tensões acarreta a obtenção de valores de Dr e ϕ ' superiores aos valores reais, conforme apresentado abaixo (SCHNAID, 2000):

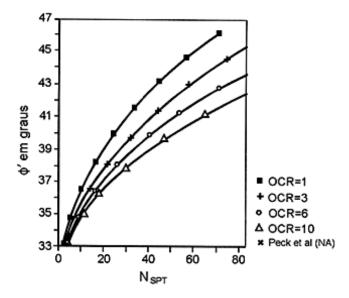


Figura 29 — Relação entre o ângulo de atrito do solo e a resistência de solos granulares para razões de sobre-adensamentos. Fonte: Alves Filho (2010).

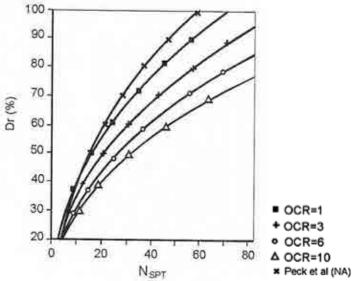


Figura 30 – Relação entre a densidade relativa e a resistência de solos granulares para razões de sobreadensamentos. Fonte: Schnaid (2000).

3.1.3 Classificação de solos

O sistema de classificação dos solos apresentado abaixo é baseado em medidas de resistência à penetração sem qualquer correção quanto à energia de cravação e nível de tensões. Este é amplamente utilizado no Brasil e recomendado pela NBR 7250/82 (SCHNAID, 2000).

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
	< 4	Fofa
	5 - 8	Pouco compacta
Areia e Silte arenoso	9 – 18	Medianamente compacta
	19 - 40	Compacta
	> 40	Muito compacta
	< 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
Argila e Silte argiloso	6 - 10	Média
	11 – 19	Rija
	>19	Dura

Tabela 3 – Classificação de solos (NBR 7250/82). Fonte: Schnaid, 2000.

3.1.4 Ângulo de atrito (φ')

O ângulo de atrito pode ser estimado graficamente através da proposição de Peck, Hanson & Thornburn (1974) que resulta em estimativa conservadora para projetos rotineiros. O valor da penetração deve ser corrigido considerando os efeitos de energia, anteriormente a seu uso na obtenção do ângulo de atrito interno (SCHNAID, 2000).

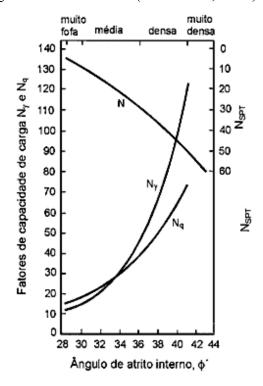


Figura 31 – Estimativa do ângulo de atrito proposta de Peck, Hanson & Thornburn (1974). Fonte: Alves Filho (2010).

Mitchell et al. (1978) mostram o efeito da pressão vertical efetiva na relação ϕ ' x N_{SPT} conforme apresentado abaixo. O valor da penetração deve ser corrigido considerando os efeitos de energia, anteriormente a seu uso na obtenção do ângulo de atrito interno (SCHNAID, 2000).

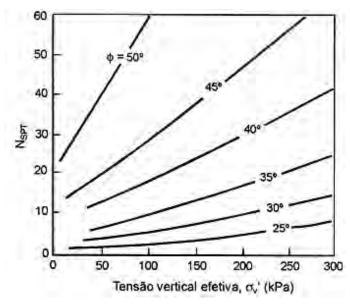


Figura 32 – Estimativa do ângulo de atrito interno proposta de Mitchell et al (1978). Fonte: Schnaid (2000) apud Alves Filho (2010).

A correlação entre o ângulo de atrito e a resistência do solo pode ser feita através da tabela abaixo:

Tabela 4 – Correlação do ângulo de atrito com índice N do SPT. Fonte: Do Vale, 2002.

		φ' aproximado (graus)		
Valor N	Densidade Relativa	Peck, Hanson & Thornburn (1974)	Meyerhof (1956)	
0 a 4	Muito fofa	< 28	< 30	
4 a 10	Fofa	28 a 30	30 a 35	
10 a 30	Média	30 a 36	35 a 40	
30 a 50	Compacta	36 a 41	40 a 45	
> 50	Muito compacta	> 41	> 45	

A expressão abaixo é baseada no SPT médio de uma camada, foi demonstrada por Kishida apud Alves Filho (2010):

$$\emptyset = (N_{SPT \text{ MÉDIO}} \times 20)^{0,50} + 15$$
(3)

3.1.5 Módulo de deformabilidade (E)

Apresentou-se no Simpósio de Estocolmo (1974) diversas correlações em função ao número de golpes SPT, uma das equações é apresentada a seguir (ALVES FILHO, 2010):

$$E = 678 N_{SPT}^{0,99} [kPa]$$
 (4)

Bowles (2001) apresenta várias formulações correlacionando o número de golpes SPT (N_{SPT}) com o módulo de deformabilidade (E_{S}), assimilável ao módulo de Young para diversos tipos de solo (ALVES FILHO, 2010):

Tabela 5 – Correlações de E x N_{SPT} . Fonte: Alves Filho, 2010.

TIPO DE SOLO	SPT [kPa]
	$E_s = 500 \left(N_{spt} + 15 \right)$ $E_s = 700 \sqrt{N_{spt}}$
Areia normalmente adensada	$E_s = 700 \sqrt{N_{spt}}$ $E_s = 6000 N_{spt}$
	$E_s = (15000 \ a \ 22000) \times \ln N_{spt}$
Areia saturada	$E_s = 250 (N_{spt} + 15)$
Todas as areias normalmente adensadas	$E_s = (2E_s = 250(N_{spt} + 15600 \ a \ 2900) \times N_{spt}$
Areia sobreadensada	$E_s = 4000 + 1050 N_{spt}$
	$E_{s(OCR)} = E_s \sqrt{OCR}$
	$E_s = 1200(N_{spt} + 6)$
Areia cascalhosa	$E_s = 600 (N_{spt} + 6) N_{spt} \le 15$
	$E_s = 600 (N_{spt} + 6) + 2000 N_{spt} \le 15$
Areia argilosa	$E_s = 320(N_{spt} + 15)$
Siltes, siltes arenosos, siltes argilosos	$E_s = 300 (N_{spt} + 6)$

Destaca-se a proposta de Stroud (1989) para a estimativa do módulo de elasticidade que produziu uma relação entre E/60N e o chamado grau de carregamento q/q_{ult} (razão entre a carga aplicada pela fundação e carga de ruptura do solo) com valores para solos normalmente adensados e para solos pré-adensados, conforme apresentado na Figura 33 (ALVES FILHO, 2010).

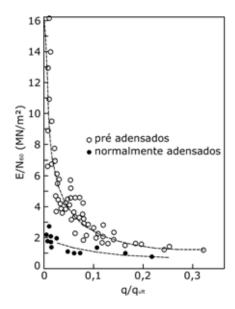


Figura 33 - Relação E/60 N e taxa de carregamento. Fonte: Stroud (1989) apud Alves Filho (2010).

De acordo com Schnaid (2000) apud Alves Filho (2010), o comportamento apresentado na Figura 33 sugere que para uma taxa de mobilização superior a 30% (q/qult = 1/3). A relação apresentada na Equação (5) pode ser aplicada em solos argilosos normalmente adensados:

$$\frac{E}{N_{e0}} = 1 \text{ (MPa)} \tag{5}$$

Segundo Schnaid (2000), Clayton (1986) obteve as seguintes relações E/N_{60} , considerando faixas de ocorrências na média similares às obtidas por Stroud (1989):

Tabela 6 – Correlação de E/N₆₀ para solos arenosos. Fonte: Clayton (1986) apud Schnaid (2000).

N		E/N ₆₀ (MPa)	
11	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

3.1.6 Sensibilidade (Su)

Mello (1971) apresentou coletânea de resultados da literatura sobre S_u/N com variação entre 0,4 e 20 que compreendem solos argilosos sensíveis e várias formas de obtenção da resistência não drenada, resultando, portanto em dispersão significativa. Por outro lado, Stroud (1989) utilizando dados de argilas pré-adensadas identifica a variação de S_u/N de 4 a 6 que compreende apenas argilas pré-adensadas não sensíveis e ensaios triaxiais de referência para a obtenção de S_u, realizados amostras com diâmetro de 100mm (SCHNAID, 2000).

Recomenda-se que as relações entre S_u e N não devem ser utilizadas para solos moles (N < 5) pela falta de representatividade dos valores de N medidos nos ensaios (SCHNAID, 2000).

Tabela 7 – Correlações de S_u/N_{SPT}. Fonte: Alves Filho, 2010.

CORRELAÇÃO S _u /Nspt			
AUTOR S _u /Nspt TIPO SOLO			
Mello (1971)	0,4 a 20	argiloso sensível com diversas formas de obtenção	
Stroud (1989)	4 a 6	argilas pré-adensadas	

3.2 Cone (CPT) e piezocone (CPTU)

Em seu livro, Schnaid (2000) diz que os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test) respectivamente, vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações.

O ensaio de cone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10cm², podendo atingir 15cm² para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Os procedimentos de ensaio já são padronizados, porém há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias (SCHNAID, 2000):

- Cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica q_c e o atrito lateral f_s ;
- Cone elétrico: suas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira;
- **Piezocone:** além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite a contínua monitoração das pressões neutras u geradas durante o processo de cravação.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são usualmente empregados em ensaios de cone. Programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, através da interação entre um conversor analógico/digital ("datalogger") e um computador. É recomendável o uso de um gatilho automático que, posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fecha o circuito elétrico ao princípio da cravação e desencadeia o início das leituras. Assim, não há interferência do operador na aquisição de dados de ensaio (SCHNAID, 2000).

O conjunto pode ser montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia entre 10 e 20 toneladas (100 e 200kN). A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual (SCHNAID, 2000).

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste (SCHNAID, 2000).

O registro contínuo da resistência à penetração e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio (q_c , f_s , u) são os principais atrativos do ensaio. O registro contínuo da resistência à penetração fornece uma descrição detalhada da estratigrafía do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto (SCHNAID, 2000).

A padronização do ensaio atende as seguintes normas (DNER-PRO 381/98):

• ABNT NBR 12069 - Solo - ensaio de penetração de cone in situ (CPT);

- ASTM D 3441-88 Standard method for deep, quasi-static cone, and friction cone penetration tests of soil;
- ISSMFE Report TC 16 International reference test procedures for cone penetration tests.

3.2.1 Classificação dos solos

A classificação do solo a partir do resultado de um ensaio pode-se utilizar gráficos que relacionam diretamente q_c x R_f, como o ábaco proposto por Robertson & Campanella (1983), Figura 34. Observa-se que as camadas de areia são identificadas por valores de q_c relativamente elevados (10 a 20MPa) combinados a valores de R_f da ordem de 1%. As camadas de argila caracterizam-se por um padrão oposto, com baixos valores de q_c e razões de atrito acima de 5% (SCHNAID, 2000).

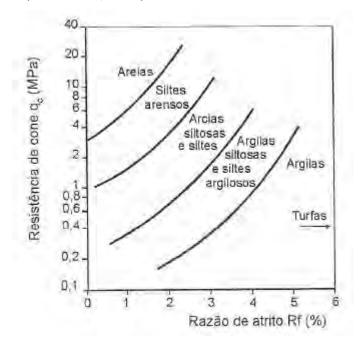


Figura 34 – Ábaco para classificação do tipo de solo sedimentar. Fonte: Robertson & Campanella (1983) apud Schnaid (2000).

As informações qualitativas do CPT são complementadas, no caso do piezocone, através de medidas de poro-pressão geradas durante o processo de cravação. Neste caso utiliza-se um novo parâmetro de classificação dos solos, B_q (SCHNAID, 2000):

$$B_{q} = \frac{(u_{2} - u_{0})}{(q_{1} - \sigma_{v_{0}})} \tag{6}$$

Sendo,

u₀ – pressão hidrostática.

 ζ_{vo} – tensão vertical "in situ".

Segundo Schnaid (2000), as medidas contínuas de resistência ao longo da profundidade, associadas à extrema sensibilidade observada na monitoração das poro-pressões, possibilita a identificação precisa de camadas de solos, podendo-se detectar camadas drenantes delgadas de poucos centímetros de espessura. O exemplo típico de um perfil é apresentado na Figura 35, na qual as medidas contínuas de q_t , R_f , u_0 , u e B_q são plotados ao longo da profundidade.

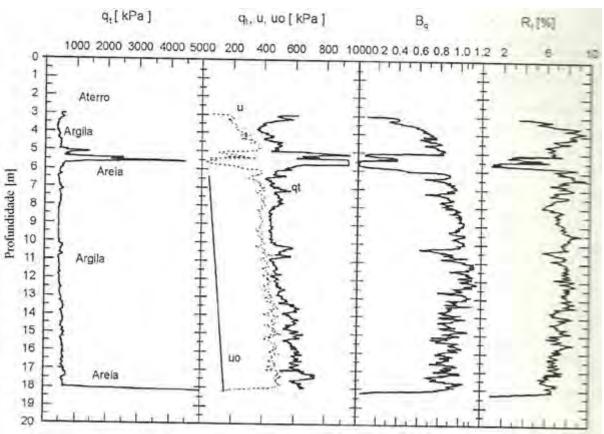


Figura 35 - Resultado de um ensaio de piezocone na BR101 em Santa Catarina. Fonte: Schnaid (2000).

Identifica-se no resultado do ensaio de piezocone a existência de uma camada de argila mole de aproximadamente 15m de espessura, caracterizada por baixos valores de q_t e geração significativa de excesso de poro-pressões ($u \sim q_t$, e $B_q \sim 1$). A ocorrência de uma lente de areia de pequena espessura à profundidade de 5,5m é detectada pelo aumento pontual de q_t e $\Delta u = 0$ (SCHNAID, 2000).

3.2.2 Parâmetros geotécnicos em argilas

Os parâmetros abordados em argilas são a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) , história de tensões (OCR), coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e o módulo de deformabilidade não-drenado (E_u) .

Resistência ao cisalhamento não-drenada (Su):

De acordo com Schnaid (2000), o ensaio de cone mede a resistência à penetração no terreno e os resultados podem ser usados na estimativa da resistência ao cisalhamento do solo. A resistência é determinada através das equações:

$$S_{u} = \frac{(q_{c} - \sigma_{vo})}{N_{k}} \tag{7}$$

ou

$$S_{u} = \frac{(q_{t} - \sigma_{vo})}{N_{kt}}$$
 (8)

Em geral, os valores de N_{kt} variam na faixa entre 10 e 20, com um valor médio em torno de 15. Resultados de uma extensão revisão de valores de N_{kt} são apresentados na Tabela 8, estes valores podem ser usados como referência na previsão de propriedades em obras de engenharia, e é desejável determinar o fator N_{kt} localmente, visando uma maior precisão na obtenção de S_u (SCHNAID, 2000).

Tabela 8 – Fatores de cone de argilas brasileiras e de outros países. Fonte: Schnaid, 2000.

	Autor	Local / Solo	N_{kt}	Ensaios
	Rocha Filho & Alencar (1985)	Sarapui/ RJ	10 - 15	Palheta
	Danzinger (1990)	Sarapui/ RJ	8 - 12	Palheta
=	Coutinho e outros (1993)	Recife / PE	10 - 15	UU e CIU
Nacional	Arabe (1995)	Vale Quilombo / SP	12 - 15	Palheta e CIU
Z	Soares e outros (1997)	Porto Alegre / RS	8 - 16	Palheta
	Sandroni e outros (1997)	Sergipe	14 - 18	Palheta e CIU
	Batista & Sayao (1998)	Salvador / BA	12 - 18	-
	Orior Dan e outros (1982)	Irlanda do Norte	12 - 18	Palheta
	Senneset e outros (1982)	Noruega	10 - 20	-
	Tumay e outros (1982)	Mississipi / EUA	15	-
	Lunne & Kleven (1981) e Dobie (1989)	Argilas Marinhas	9 - 19	Palheta
Internacional	Marsland & Powell (1988) e Schnaid e outros (1989)	Inglaterra	10 - 25	Palheta
rnac	Lunne e outros (1976)	Escandinávia	15 - 21	Palheta
Inte	Tumay e outros (1982)	Canadá	11 - 13	-
	Kjekstad et al (1978) e Toolon (1982)	Mar do Norte	10 - 20	UU e CIU
	Jamiolkowski e outros (1982)	Itália	8 - 14	Palheta
	Marr (1981)	Golfo do México	10 - 20	UU
	Lacasse & Lunne (1982) e Ass e outros (1986)	Noruega	12 - 20	Palheta e Laboratório

História de tensões (OCR):

Entre as muitas proposições existentes na literatura para estimativa da história de tensões, recomenda-se a abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), baseada em mais de 1200 resultados de piezocone, aplicada à determinação da pressão de préadensamento, ou diretamente da razão de sobre-adensamento OCR (SCHNAID, 2000):

OCR =
$$\frac{0.305 (q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}}$$
 (9)

$$OCR = \frac{0.53 \, (q_t - u_2)}{\sigma_{vo}^I} \tag{10}$$

A Mecânica dos Solos do Estado Crítico e o Método SHANSEP demonstraram que a resistência ao cisalhamento não-drenada normalizada pela tensão efetiva vertical *in situ* (ζ' _{vo}) cresce com OCR de acordo com a expressão (SCHNAID, 2000):

$$\frac{\begin{bmatrix} \underline{S}_{\mathbf{u}} \\ \underline{\sigma'_{\mathbf{vo}}} \end{bmatrix}_{SA}}{\begin{bmatrix} \underline{S}_{\mathbf{u}} \\ \underline{\sigma'_{\mathbf{vo}}} \end{bmatrix}_{NA}} = OCR^{\Lambda}$$
(11)

Sendo:

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada

 ζ'_{vo} = tensão vertical efetiva

NA = solo normalmente adensado

SA = solo sobre-adensado

OCR = razão de sobre-adensamento

 Λ = razão de deformação volumétrica plástica

Esta equação pode ser simplificada e reescrita na forma (SCHNAID, 2000):

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = 0.23 \text{ OCR}^{0.8}$$
 (12)

ou

$$S_{u} = 0.22 \,\sigma'_{vm} \tag{13}$$

Estados de tensões:

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) pode ser definido pela razão entre as tensões efetivas principais (SCHNAID, 2000):

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \tag{14}$$

Para depósitos normalmente adensados utiliza-se a expressão (SCHNAID, 2000):

$$K_0 = 1 - \sin \emptyset' \tag{15}$$

Para condições de sobre-adensamento utiliza-se a expressão (SCHNAID, 2000):

$$K_0 = (1 - \sin \emptyset') OCR^{\sin \emptyset'}$$
(16)

Esta formulação exige a estimativa de OCR e a determinação de φ'; os valores de φ' são medidos em ensaios de laboratório, previstos através de ensaios "in situ" ou estimados através de correlações com os Limites de Atterberg para argilas normalmente adensadas (SCHNAID, 2000).

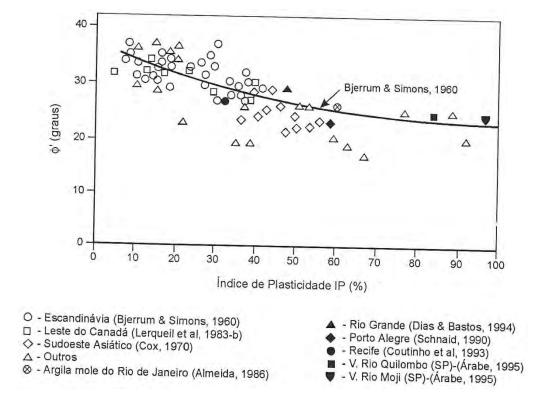


Figura 36 – Correlação entre φ' e IP para argilas NA. Fonte: Schnaid (2000).

Módulo de deformabilidade:

A abordagem recomendada para uma estimativa do módulo de deformabilidade nãodrenado (ou Módulo de Young, E_u) consiste em prever o valor de S_u através dos valores medidos de q_t e estimar E_u com base em correlações do tipo (SCHNAID, 2000):

$$\mathbf{E}_{\mathbf{u}} = \mathbf{n}\mathbf{S}_{\mathbf{u}} \tag{17}$$

De acordo com Schnaid (2000), o conhecimento da história de tensões e do índice de plasticidade do solo são requisitos indispensáveis à obtenção de valores representativos de módulo. A proposta apresentada na Figura 37 pode ser utilizada como referência.

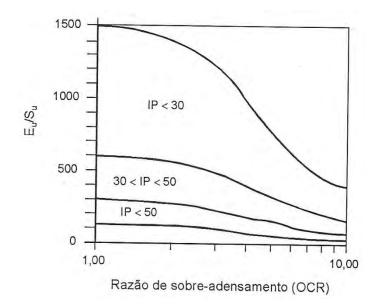


Figura 37 – Abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976). Fonte: Schnaid (2000).

Analogamente, é possível estimar o módulo oedométrico a partir de correlações empíricas (SCHNAID, 2000):

$$M = 8,25 (q_t - \sigma_{v0}) \tag{18}$$

3.2.3 Parâmetros geotécnicos em areias:

Os parâmetros abordados são de resistência e deformabilidade de solos não-coesivos.

Resistência ao cisalhamento:

A medida de resistência de ponta de cone (q_c) pode ser utilizada na previsão da densidade relativa D_r ou do ângulo de atrito interno ϕ ' para solos granulares. O valor de D_r pode ser determinado através da Equação (19), conforme a Figura 38 (SCHNAID, 2000):

$$D_{r} = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_{c}}{(\sigma'_{v0})^{0.5}}$$
 (19)

A equação é aceitável para solos normalmente adensados, enquanto que para depósitos sobre-adensados o valor de ζ ' $_{v0}$ deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal ζ ' $_{h0}$ (SCHNAID, 2000).

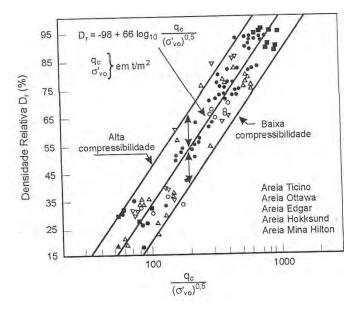


Figura 38 – Previsão da densidade relativa através de q_c. Fonte: Lancellotta (1985) apud Schnaid (2000).

O valor de D_r pode ser determinado através da proposta de Robertson & Campanella (1983) apresentado na Figura 39 (SCHNAID, 2000).

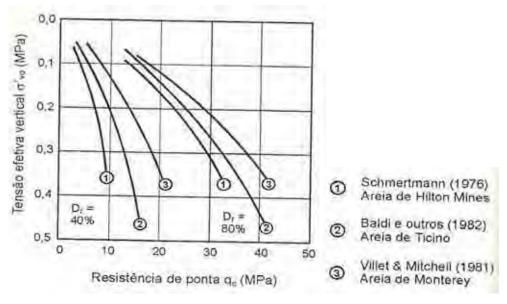


Figura 39 – Relação entre q_c, σ'_{v0} e D_r. Fonte: Robertson & Campanella (1983) apud Schnaid (2000).

A conversão da D_r em ângulo de atrito pode ser realizada através das proposições apresentadas conforme as equações abaixo (SCHNAID, 2000):

$$(1.49 - D_r) \tan \emptyset' = 0.712$$
 (20)

$$\emptyset' = 33 + \{3[D_r(10 - \ln p') - 1]\}$$
 (21)

Módulo de deformabilidade:

Segundo Schnaid (2000), o módulo é função da história de tensões e deformações, nível médio de tensões, nível de deformações cisalhantes e trajetória de tensões são improváveis que o cone possa fornecer medidas precisas de deformabilidade. No entanto, na ausência de correlações desenvolvidas e validadas para solos arenosos brasileiros, recomenda-se uma abordagem para uma primeira estimativa do módulo E_{25} (para 25% da tensão desviadora máxima), através da expressão:

$$E_{25} = 1.5q_c \tag{22}$$

3.3 Palheta

No ensaio de palheta ou também conhecido como "Vane Test" determina-se a resistência ao cisalhamento não-drenada, S_u, de depósitos de argilas moles. Este ensaio serve de referência a técnicas e metodologias cuja interpretação requer a adoção de correlações semi-empíricas, sendo passível de interpretação analítica. Buscam-se informações quanto à história de tensões do solo indicada pelo perfil da razão de sobre adensamento (OCR) (SCHNAID, 2000).

O ensaio é normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): MB 3.122 – Ensaio de Palheta *in situ*, e registrado no INMETRO como NBR 10.905 (SCHNAID, 2000).

Existem dois tipos básicos de equipamentos que podem ser empregados no ensaio de palheta (SCHNAID, 2000):

• Equipamento Tipo A: O ensaio utilizando o equipamento do tipo A é realizado sem perfuração prévia, e por isso, apresenta resultados de melhor qualidade. São utilizados em solos com baixa consistência, onde é possível sua cravação estática a partir do nível do terreno. Durante a cravação, com auxílio de um macaco ou tripé de sondagem, a palheta é protegida por uma sapata, e o tubo de proteção é mantido centralizado para redução de atritos mecânicos. Durante o ensaio propriamente dito (aplicação do torque na palheta), o tubo de proteção é estacionada, a palheta deve ser cravada no mínimo 0,5m à frente no interior do solo, sem sofrer rotação, quando, então, são realizadas as medições.

• Equipamento Tipo B: O ensaio tipo B é realizado no interior de uma perfuração prévia, por isso, são suscetíveis de erros devido a atritos mecânicos e translação da palheta. A perfuração é feita previamente, com diâmetro de 75mm, e preferencialmente revestida para evitar desmoronamento. O conjunto palheta – espaçadores – hastes é introduzido até o fundo do furo, onde é imediatamente cravada a palheta no interior do solo, sem rodá-la, num comprimento superior a 0,5m (não inferior a quatro vezes o diâmetro do furo), quando então são realizadas as medições.



Figura 40 – Equipamento tipo A para ensaio de palheta. Fonte: ABNT NBR 10905.

3.3.1 Medições e cálculos

De acordo com Schnaid (2000), após a introdução da palheta no interior do solo, na profundidade de ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e aplica-se imediatamente o torque com velocidade de 6°/minuto. O intervalo de tempo máximo admitido entre o fim da cravação da palheta e o início da rotação na mesma é de cinco minutos. Para determinar a resistência amolgada (S_{ur}), imediatamente após a aplicação do torque máximo são realizadas dez revoluções completas na palheta e refeito o ensaio. O intervalo de tempo entre os dois ensaios deve ser inferior a cinco minutos.

Resistência não drenada (Su):

$$S_{\rm u} = \frac{0.86\,\mathrm{M}}{\mathrm{\pi}\mathrm{D}^8} \tag{23}$$

Sendo:

 S_u = resistência não-drenada (kN/m²)

M = torque máximo medido (kNm)

D = diâmetro da palheta (m)

Resistência não-drenada amolgada (Sur):

$$S_{ur} = \frac{0.86 M_{am}}{\pi D^3} \tag{24}$$

Sendo:

 S_{ur} = resistência não-drenada amolgada (kN/m²)

 M_{am} = torque máximo medido na condição amolgada (kN/m)

D = diâmetro da palheta (m)

Sensibilidade (S_t):

$$S_{t} = \frac{s_{u}}{s_{ur}} \tag{25}$$

Sendo:

 S_t = sensibilidade da argila

 S_u = resistência não-drenada (kN/m²)

 S_{ur} = resistência não-drenada amolgada (kN/m²)

No Brasil a sensibilidade de depósitos argilosos varia em geral entre baixa e média, mostram-se a classificação das argilas quanto à sensibilidade nas tabelas abaixo.

Tabela 9 - Sesibilidade de argila. Fonte: Skempton & Northey (1952) apud Schnaid (2000).

Sensibilidade	St
Baixa	2 - 4
Média	4 - 8
Alta	8 - 16
Muito Alta	> 16

Tabela 10 - Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro. Fonte: Ortigão (1995) apud Schnaid (2000).

Local	Valor Médio	Variação	Referência
Santa Cruz, RJ	3,4		Aragão, 1975
(zona litorânea)	3,4		Alagao, 1973
Santa Cruz, RJ	3,0	1 – 5	Aragão, 1975
(offshore)	3,0	1-3	Alagao, 1973
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2 - 8	Ortigão & Collet, 1987
Sepetiba, RJ	4,0		Machado, 1988
Cubatão, SP		4 - 8	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	1 - 7	Maccarini e outros, 1988
Aracaju, SE	5,0	2 - 8	Ortigão, 1988
Porto Alegre, RS	4,5	2 - 8	Soares, 1997

3.3.2 Correções

A combinação dos fatores, que influenciam os resultados do ensaio, sugere a necessidade de correção da resistência medida. Os principais fatores que influenciam os resultados são a condição de drenagem, anisotropia, efeito da inserção da palheta no solo, efeito do tempo, entre outros. Alguns fatores que influenciam os resultados obtidos pelo ensaio de palheta têm origem nas hipóteses assumidas no momento da escolha da equação que define a resistência ao cisalhamento não-drenada e outros são os resultados dos procedimentos de execução do ensaio. A correção proposta por Bjerrum (1973) para o cálculo de estabilidade de taludes é (SCHNAID, 2000):

$$S_u(corrigido) = \mu S_u(palheta)$$
 (26)

Sendo:

 S_u = resistência não-drenada μ = fator de correção

O fator de correção empírico µ é determinado na Figura 41, baseado na retro-análise de rupturas em aterros e escavações em depósitos argilosos. A experiência brasileira, na aplicação destas correções é baseada em um pequeno número de casos, não havendo consenso quanto a sua necessidade (SCHNAID, 2000).

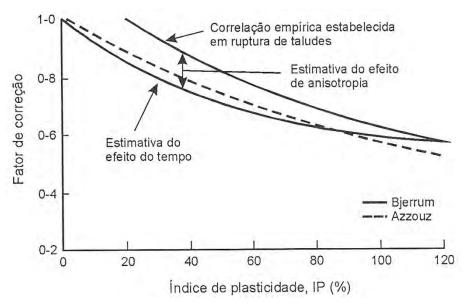


Figura 41 - Fator de correção empírico. Fonte: Torstensson (1977) apud Schnaid (2000).

3.3.3 História de tensões (OCR)

De acordo com Schnaid (2000), a história de tensões do solo, indicada pelo perfil de OCR, é indispensável à análise de comportamento de depósitos argilosos. Tradicionalmente obtida em ensaios de adensamento, é possível estimar-se OCR diretamente de ensaios de campo através do piezocone ou de ensaios de palheta.

A Mecânica dos Solos do Estado Crítico e o Método SHANSEP demonstraram que a resistência ao cisalhamento não-drenada normalizada pela tensão efetiva vertical *in situ* (ζ ' _{vo}) cresce com OCR de acordo com a expressão (SCHNAID, 2000):

$$\frac{\begin{bmatrix} \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \end{bmatrix}_{SA}}{\begin{bmatrix} \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \end{bmatrix}_{NA}} = OCR^{\Lambda}$$
 (27)

Sendo:

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada

 ζ'_{vo} = tensão vertical efetiva

NA = solo normalmente adensado

SA = solo sobre-adensado

OCR = razão de sobre-adensamento

 Λ = razão de deformação volumétrica plástica

Segundo Schnaid (2000), uma análise estatística de casos apresentada por Mayne & Mitchell (1988), com base em dados obtidos em 96 depósitos argilosos, permitiu avaliar a aplicabilidade desta correlação. Este estudo permitiu a comparação direta entre os valores de OCR medidos em laboratório e as resistências obtidas pelo ensaio de palheta. As medidas experimentais ajustam-se à equação:

OCR =
$$3.55 \left[\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right]^{0.66}$$
 (28)

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada

 ζ'_{vo} = tensão vertical efetiva

OCR = razão de sobre-adensamento

3.4 Pressiômetro

O engenheiro francês Luis Ménard foi o pioneiro na utilização do termo pressiômetro em 1955 para definir "um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo". Modernamente, o equipamento é reconhecido como ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solo "in situ" (SCHNAID, 2000).

O ensaio pressiométrico fornece uma medida "in situ" do comportamento tensão-deformação do solo, é um ensaio de considerável alcance e interesse na solução de projetos de engenharia. A interpretação dos resultados é baseada nos conceitos de expansão de uma cavidade cilíndrica, possibilitando a estimativa de parâmetros constitutivos do solo: módulo de cisalhamento G, ângulo de atrito interno ϕ , ângulo de dilatância ψ e resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , além do estado de tensões geostático (SCHNAID, 2000).

De acordo com Schnaid (2000), procedimentos distintos de instalação da sonda pressiométrica no solo foram desenvolvidos, primeiramente, com o objetivo de reduzir ou eliminar os possíveis efeitos de amolgamento gerado pela inserção da sonda no terreno e, secundariamente, com o objetivo de melhor adaptar essa técnica de ensaio "in situ" às diferentes condições de subsolo. Podem-se agrupar, genericamente, os equipamentos existentes em três categorias (SCHNAID, 2000):



Figura 42 – Equipamento de pressiômetro de Ménard. Fonte: Damasco Penna (2011).

Pressiômetros em perfurações:

A sonda é inserida em um furo de sondagem previamente escavado. Exige cuidados especiais para evitar a perturbação do solo durante a perfuração, sendo, este um dos condicionantes essenciais à realização de ensaios de boa qualidade. O ensaio pressiométrico tipo Ménard (MPM) enquadra-se nessa categoria (SCHNAID, 2000).

O equipamento do pressiômetro tipo Ménard consiste em uma sonda pressiométrica, um painel de controle de pressão e volume e uma fonte de pressão. A unidade de controle dispõe de componentes necessários à pressurização incremental da sonda e ao monitoramento da deformação subsequente da parede da cavidade, por meio de um volumímetro. A sonda é constituída de um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes, formadas por duas

membranas de borracha superpostas. A célula central, preenchida com água procedente do volumímetro, é denominada simplesmente de célula de medição, enquanto que as externas, denominadas células de guarda, são preenchidas com gás comprimido. As células podem expandir radialmente aplicando pressões nas paredes da cavidade do solo, permitindo deslocamentos ao redor da célula de medição predominantemente radiais, devido às restrições impostas pelas células de guarda (SCHNAID, 2000).

De acordo com Schnaid (2000), o procedimento de ensaio consiste na colocação da sonda dentro de um furo de sondagem na cota desejada para, a seguir, expandi-la mediante a aplicação de incrementos de pressão de mesma magnitude, ou seja, o ensaio é realizado sob pressão controlada. Em cada incremento de pressão, as leituras do nível do volumímetro são registradas aos 15, 30 e 60s. Após 60s, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60s é plotado em função da pressão aplicada.

Pressiômetro autoperfurante (SBPM):

A técnica autoperfurante consiste em minimizar os efeitos de perturbação do solo ao redor da sonda, gerados pela inserção do equipamento no terreno. Um tubo de parede fina é cravado no solo enquanto as partículas do solo deslocado pelo dispositivo são fragmentadas por uma sapata cortante e removidas por fluxo de água para a superfície. A operação requer uma equipe altamente treinada que, para cada tipo de solo, selecione simultaneamente a pressão vertical necessária à cravação, a posição e velocidade de rotação da sapata cortante e a pressão no fluido de lavagem (SCHNAID, 2000).

De acordo com Schnaid (2000), a sonda pressiométrica é mononuclear e a medição é realizada por meio de três sensores elétricos de deformação, espaçados radialmente em 120° e posicionados no plano médio da sonda. O ensaio pode ser realizado com tensão controlada, deformação controlada, ou ainda uma combinação dos dois procedimentos. Usualmente, o ensaio é iniciado aplicando-se incrementos controlados de pressão até observar-se o início da expansão da sonda pressiométrica. A partir desta fase, a expansão ocorre com velocidade constante de deformação de 1%/min ou com incrementos de tensão inferiores a 5% da capacidade do equipamento. Recomenda-se realizar um ou mais ciclos de descarga-recarga durante a expansão da sonda pressiométrica.

Pressiômetro cravado:

A penetração do presssiômetro no terreno é forçada através de cravação. Entre as diferentes técnicas destaca-se a do cone-pressiômetro (CPMT), na qual o módulo pressiométrico é montado diretamente no fuste de um cone. Combina-se a robustez do cone com a habilidade do pressiômetro em fornecer medidas completas do comportamento tensão-deformação do solo. O procedimento de ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em cotas pré-estabelecidas, nas quais se procede à expansão da sonda pressiométrica. A fase de expansão do módulo pressiométrico é semelhante a do auto-perfurante, porém a sonda pode expandir a valores elevados de deformações visando a propagação da superfície elasto-plástica em solo não amolgado pela cravação do CPMT no terreno (SCHNAID, 2000).

3.4.1 Calibrações

A calibração é realizada de forma a compensar os efeitos das perdas de pressão e volume, visando a medida correta do comportamento tensão-deformação do material ensaiado. O pressiômetro deve ser calibrado regularmente, antes e após a realização de cada programa de ensaios. As calibrações devem considerar os sistemas de medição, as variações no sistema e a resistência da sonda (SCHNAID, 2000).

De acordo com a Norma Francesa P94-110 (1989) apud Schnaid (2000), a calibração é inicialmente realizada pressurizando-se a sonda no interior de um tubo de aço de paredes espessas. A pressão é aumentada em incrementos, cada incremento é mantido durante 60s, e o deslocamento monitorado com o objetivo de traçar uma curva pressão-deslocamento, chamada de curva de expansão. Uma curva deste tipo, obtida para o pressiômetro Ménard, na qual é possível distinguir dois trechos de declividades diferentes. No primeiro a sonda se expande até encostar-se às paredes do tubo. A declividade do segundo trecho é o coeficiente de expansão da tubulação e do aparelho. Para a curva de expansão mostrada na Figura 43, a=0,0028 cm³/kN/m².

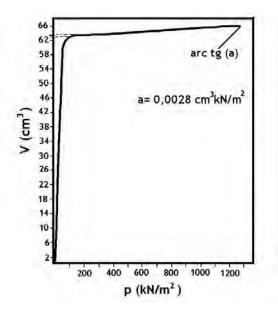


Figura 43 – Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido. Fonte: Schnaid (2000).

De acordo com Schnaid (2000), uma segunda calibração é realizada com o objetivo de corrigir as pressões em função da resistência própria da sonda. Procede-se a um ensaio de expansão ao ar com a sonda na posição vertical, fazendo coincidir a cota do centro da célula de medição com o manômetro de pressão. A curva pressão-deformação resultante, chamada de curva de calibração da membrana, é traçada, podendo-se obter a partir dela, para cada volume injetado, a correção da pressão devida à resistência própria da membrana.

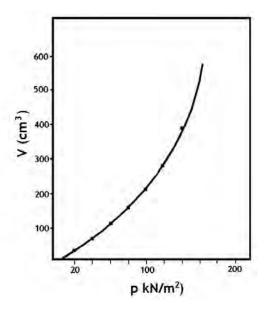


Figura 44 – Calibração da membrana de ar. Fonte: Schnaid (2000).

Por conseguinte, é mandatório que a curva pressão-deslocamento utilizada na interpretação do ensaio seja a curva medida em campo, corrigida simultaneamente pelas

curvas de calibração do sistema e da membrana. Somente os resultados corrigidos podem produzir parâmetros representativos do comportamento do solo (SCHNAID, 2000).

3.4.2 Interpretação dos ensaios

O pressiômetro utilizado, método de instalação, tipo de solo e método de análise influenciam na interpretação de parâmetros geotécnicos a partir de resultados de ensaios pressiométricos (SCHNAID, 2000). Será considerado o pressiômetro de Ménard para a obtenção dos parâmetros geotécnicos abordados a seguir.

3.4.2.1 Módulo de deformabilidade

Uma vez que, é difícil a determinação do módulo de deformabilidade através de outros ensaios de campo e laboratório, o módulo de deformabilidade do solo (módulo cisalhante G ou módulo de Young E) é o parâmetro de maior interesse geotécnico quando da realização de ensaios pressiométricos. Atenção é dada a determinação do módulo de Ménard e do módulo obtido através de ciclos de descarga e recarga, procedimento usual em qualquer ensaio pressiométrico (SCHNAID, 2000).

Módulo de cisalhamento (G_{pr}):

Em caso de o ensaio ser realizado no interior de um furo previamente aberto, o módulo de cisalhamento é dado por (QUARESMA et al, 1998):

$$G_{pr} = (V_c + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$
 (29)

Sendo:

V_c = volume inicial da célula de medida

V₀ = volume da célula de medida no início da parte retilínea da curva pressiométrica

 $V_{\rm m} = V_0 + \Delta V/2$

 $\Delta p/\Delta V$ = inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica.

Em caso de o ensaio ser efetuado no interior de um tubo ranhurado, o módulo de cisalhamento é dado por (QUARESMA et al, 1998):

$$G_{pr} = \left(\frac{\Delta p}{\Delta V}\right) \sqrt{\left[\left(V_c + V_m\right)\left(V_t + V_m\right)\right]} \tag{30}$$

Sendo:

 V_t = volume inicialmente ocupado pelo tubo.

V_c = volume inicial da célula de medida

$$V_{\rm m} = V_0 + \Delta V/2$$

 $\Delta p/\Delta V$ = inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica.

De acordo com Schnaid (2000), os ciclos de descarga e recarga são realizados durante o ensaio para determinar o módulo cisalhante, utilizando-se para esta finalidade as equações:

$$G = 0.5 \frac{dp}{d\epsilon_c} \tag{31}$$

ou

$$G = V \frac{dp}{dV}$$
 (32)

Sendo:

 ε_c = deformação da cavidade

V = volume da cavidade.

Módulo de elasticidade pressiométrica (E_{pr}):

O módulo de elasticidade pressiométrica é obtido através da teoria de elasticidade (QUARESMA et al, 1998).

$$E = 2G(1+\nu) \tag{33}$$

Admitindo-se v = 0.333 tem-se:

$$E_{pr} = 2,67 G_{pr} \tag{34}$$

Sendo:

E = módulo de elasticidade;

E_{pr} = módulo de elasticidade pressiométrica;

G = módulo de cisalhamento.

Segundo Schnaid, 2000 o módulo pressiométrico pode ser calculado segundo a expressão:

$$E_{\rm m} = 2(1+\nu)\{V_{\rm i} + [V_{\rm f} - V_{\rm 0}]\}\frac{\rm dP}{\rm dV}$$
 (35)

Sendo:

V_i = volume inicial da célula de medição

v = coeficiente de Poisson

V_f = volume correspondentes ao final da fase elástica

 V_0 = volume da cavidade no início do trecho elástico

O resultado de uma curva pressiométrica corrigida é apresentado na Figura 45 (QUARESMA et al, 1998).

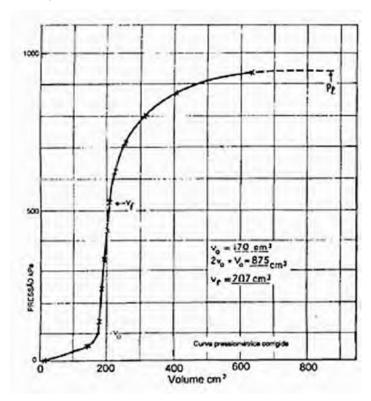


Figura 45 – Curva pressiométrica corrigida. Fonte: Baguelin et al (1978) apud Quaresma et al (1998).

3.4.2.2 Ângulo de atrito (ϕ ') e dilatância (ψ)

De acordo com Schnaid (2000), a estimativa de parâmetros de resistência ao cisalhamento através da análise de um ensaio pressiométrico, instalado em condições ideais, é obtida plotando-se os resultados dos ensaios em escala logarítmica, com a tensão efetiva aplicada à cavidade nas abscissas e nas ordenadas à deformação circunferencial corrigida:

$$\varepsilon_{\text{corr}} = \frac{(r_i + r_0)}{r_i} \text{ ou } \varepsilon_{\text{corr}} = \frac{\varepsilon_c}{(1 + \varepsilon_c)}$$
(36)

A inclinação S deste gráfico possibilita a estimativa do ângulo de atrito interno ϕ ' e da dilatância ψ :

$$\sin \emptyset' = \frac{s}{[1 + (s - 1)\sin \emptyset'_{cv}]} \tag{37}$$

$$\sin \psi = S + (S - 1)\sin \emptyset'_{cv} \tag{38}$$

Sendo:

 ϕ_{cv} ' = ângulo de atrito no estado crítico.

Na ausência de ensaios de laboratório (ensaio triaxial ou cisalhamento direto) é possível estimar o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cv} ') pelos valores mostrados na Tabela 11 (SCHNAID, 2000).

Tabela 11 – Valores típicos de ϕ_{cv} '. Fonte: Robertson & Hughes (1986) apud Schnaid (2000).

Tipo de solo	φ _{cv} '
Areia siltosa pedregulhosa bem graduada	40
Areia grossa uniforme	37
Areia média bem graduada	37
Areia média uniforme	34
Areia fina bem graduada	34
Areia fina uniforme	30

3.5 Dilatômetro

O dilatômetro constitui-se de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço muito fina em uma de suas faces. O ensaio dilatométrico consiste na cravação da lâmina dilatométrica no terreno, medindo o esforço necessário à penetração, para em seguida usar a pressão de gás para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa de solo (SCHNAID, 2000).

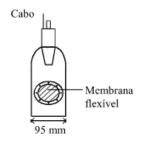
As hipóteses adotadas no desenvolvimento do ensaio assumem (SCHNAID, 2000):

- As perturbações geradas pela inserção do dilatômetro no solo são inferiores à média observada em outras técnicas de penetração;
- As medidas são obtidas para pequenas deformações do diafragma e correspondem ao comportamento do solo na fase elástica.

A experiência tem ainda demonstrado a aplicabilidade do ensaio como indicativo do tipo de solo. A interpretação dos resultados dilatométricos possibilita a estimativa de parâmetros geomecânicos do solo a partir de correlações de natureza semi-empírica, em particular do coeficiente de empuxo no repouso Ko, módulo de elasticidade E ou M, razão de sobre-adensamento OCR, resistência ao cisalhamento não-drenada de argilas, Su, e ângulo de atrito interno de areias φ' (SCHNAID, 2000).

Os ensaios de dilatômetro Marchetti são executados conforme as seguintes normas (DNER-PRO 381/98):

- ASTM SUBCOMMITTEE D 18.02.10 (1986), J.H. Schmertmann, Chairman,
 "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test", ASTM Geotechnical
 Testing Journal, Vol. 9, 2, June, 93-101;
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: EUROCODE 7 Part 1 Geotechnical Design General Rules, Vol. 1, Sec. 3 (1994). Part 3 Geotechnical design assisted by field tests, Sec. 3.7: "Flat Dilatometer Test", (1995 draft).



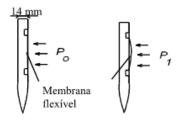


Figura 46 - Dilatômetro de Marchetti. Fonte: DNER-PRO 381/98.



Figura 47 – Dilatômetro de Marquetti. Fonte: Specht (2010).

O equipamento para a realização do ensaio consiste em uma lâmina dilatométrica, uma unidade de controle de pressões (dotada de um sinal acústico), um cabo elétrico/ pneumático, um sistema de calibração e uma unidade de pressão, além do sistema de cravação (SCHNAID, 2000).

O procedimento de ensaio, segundo Marchetti (1980) apud Schnaid (2000), consiste na penetração da lâmina dilatométrica verticalmente no interior da massa de solo, utilizando-se preferencialmente um sistema hidráulico de cravação. A velocidade de avanço da lâmina é similar à empregada na penetração do cone, sendo aceitável no intervalo de 2 a 4 cm/s. A penetração é interrompida a cada 20 centímetros, quando se procede imediatamente à expansão da membrana, registrando-se as pressões (SCHNAID, 2000):

 A: Pressão necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05mm (± 0,02mm);

- B: Pressão de gás no interior do diafragma para um deslocamento radial da membrana de 1,10mm (± 0,03mm);
- C: Pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente à pressão A.

Devido à rigidez da membrana de aço e a eventuais imprecisões no sistema de medição, recomenda-se a correção das pressões medidas A, B e C, originando as pressões corrigidas P₀, P₁, P₂, respectivamente:

$$P_0 = 1,05(A - Z_m - \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B)$$
(39)

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \tag{40}$$

$$P_2 = C - Z_m + \Delta A \tag{41}$$

Sendo:

P₀ = pressão corrigida correspondente ao deslocamento nulo da membrana;

P₁ = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1mm do centro da membrana;

P₂ = pressão corrigida correspondente ao excesso de poro-pressão gerado pela cravação da lâmina dilatométrica;

Z_m = leitura do manômetro sem pressão aplicada (desvio de zero do manômetro);

ΔA = pressão que deve ser aplicada à membrana ao ar, de modo a mantê-la na posição de repouso (correção da rigidez da membrana);

 ΔB = pressão que deve ser aplicada à membrana ao ar, de modo a manter 1mm de deslocamento no centro (correção da rigidez da membrana);

A = pressão necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05mm ($\pm 0,02$ mm);

B = pressão de gás no interior do diafragma para um deslocamento radial da membrana de $1,10\text{mm} (\pm 0,03\text{mm})$;

C = pressão interna no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente à pressão A.

Após as correções, considera-se que a pressão P_0 correlaciona-se à tensão horizontal *in situ*,; a diferença entre P_1 e P_0 é associada ao módulo de Young e, finalmente, a pressão P_2 é relacionada ao excesso de poro-pressão gerado pela cravação da lâmina dilatométrica (SCHNAID, 2000).

3.5.1 Índices dilatométricos

Marchetti (1980) apud Schnaid (2000) definiu três índices básicos adotados na interpretação do ensaio com base nas pressões P_0 , P_1 e P_2 : módulo dilatométrico (E_D), índice de material (I_D) e índice de tensão horizontal (I_D).

Módulo dilatométrico (ED):

O módulo dilatométrico é drenado em areias, não-drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argilo-arenosos (SCHNAID, 2000).

$$E_{\rm D} = 34.7 \ (P_1 - P_0) \tag{42}$$

Sendo:

 $E_D = m\'odulo dilatom\'etrico$

P₀ = pressão corrigida correspondente ao deslocamento nulo da membrana;

P₁ = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1mm do centro da membrana.

Índice de material (I_D) :

O índice é utilizado predominantemente como um indicador do tipo de solo, restringindo a faixa de aplicação de correlações empíricas (SCHNAID, 2000).

$$I_{D} = \frac{(P_{1} - P_{0})}{(P_{1} - u_{0})} \tag{43}$$

Sendo:

 I_D = índice de material

 u_0 = pressão hidrostática no solo

P₀ = pressão corrigida correspondente ao deslocamento nulo da membrana;

P₁ = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1mm do centro da membrana.

Índice de tensão horizontal (KD):

De acordo com Schnaid (2000), o índice de tensão horizontal do solo é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso K_0 . O aumento de K_D é proporcional à

tensão horizontal *in situ*, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento, idade do depósito e grau de cimentação afetam as medidas de K_D.

$$K_{D} = \frac{(P_1 - u_0)}{\sigma_V'} \tag{44}$$

Sendo:

K_D = índice de tensão horizontal

 u_0 = pressão hidrostática no solo

P₀ = pressão correspondente ao deslocamento nulo da membrana

 ζ'_{v} = tensão vertical efetiva

3.5.2 Classificação dos solos

Segundo Schnaid (2000), a partir dos resultados obtidos em diferentes solos, determinou-se que o índice do material, I_D, é controlado pelo tamanho dos grãos do solo, é pouco afetado por OCR e independe das condições de drenagem. Com base nestas evidências, Marchetti & Crapps (1981) apud Schnaid (2000) produziram o gráfico da Figura 48, função das medidas de I_D e E_D, que serve de indicativo do tipo de solo.

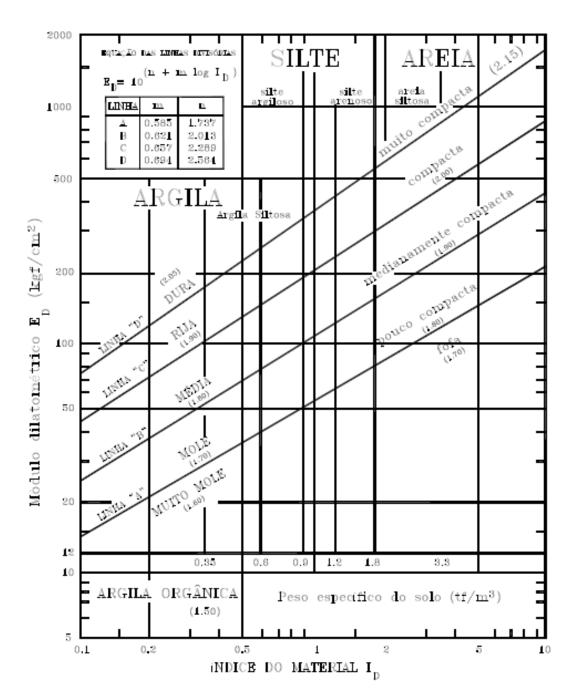


Figura 48 - Classificação dos solos. Fonte: Damasco Penna.

3.5.3 Tensão horizontal (K₀)

Argilas:

Marchetti (1980) apud Quaresma et al (1998) propõe a correlação entre K_0 e K_D válida para argilas não envelhecidas ou cimentadas:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \tag{45}$$

Sendo:

 K_0 = coeficiente de empuxo no repouso

K_D = índice de tensão horizontal

Powell & Uglow (1988) apud Schnaid (2000) sugerem um comportamento distinto entre argilas de formação recente (argilas jovens < 70.000anos) e argilas envelhecidas (> 60 milhões de anos). Para depósitos de formação recente os autores sugerem:

$$K_0 = 0.34 K_D^{0.55} \tag{46}$$

Depósitos antigos exibem valores de K₀ substancialmente superiores aos previstos pela equação acima. Resultados procuram quantificar esta diferença (SCHNAID, 2000):

$$K_0 = 0.34 K_D^{0.54}$$
 para $\frac{S_u}{\sigma_{vo}^f} < 0.8$ (47)

$$K_0 = 0.68K_D^{0.54}$$
 para $\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} > 0.8$ (48)

Sendo:

 K_0 = coeficiente de empuxo no repouso

K_D = índice de tensão horizontal

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada

 ζ'_{vo} = tensão vertical efetiva

Areias:

De acordo com Schnaid (2000), as proposições encontradas na literatura sugerem a estimativa da densidade através de uma sondagem adicional, tipo CPT nas proximidades do

perfil dilatométrico. Schmertmann (1983) propõe um método interativo para avaliar K_0 em função de K_D e ϕ ', válida para solos com $I_D > 1,2$. O método consiste nos seguintes passos (SCHNAID, 2000):

- a) Medir a resistência de ponta do cone q_c à mesma profundidade do ensaio dilatométrico;
- b)Assumir um valor de K₀ para estimar o ângulo de atrito interno do solo φ' em condições de axi-simetria;
- c) Calcular K₀ com base nos resultados do ensaio dilatométrico, através da expressão:

$$K_0 = \frac{(40 + 23 K_D - 86 K_D \alpha + 152 \alpha - 717 \alpha^2)}{(192 - 717 \alpha)}$$
(49)

Sendo, $\alpha = (1 - \sin \phi_{ax})$.

d)Comparar o valor de K₀ determinado pela Equação 49 com o valor assumido em b para estimar φ'; os valores de K₀ nos dois casos não devem diferir em mais de 10% após sucessivas interações.

Similarmente, Baldi e outros (1986) apud Schnaid (2000) sugerem a estimativa de K_0 através da equação:

$$K_0 = \frac{0,376 + 0,095 \,K_D - 0,00172 \,q_c}{\sigma'_{vo}} \tag{50}$$

3.5.4 Razão de sobre-adensamento (OCR)

De acordo com Schnaid (2000), a razão de sobre-adensamento OCR é definida como a razão entre a máxima tensão efetiva a que o solo já foi submetido e a tensão vertical efetiva atual. Este parâmetro controla as deformações do solo durante o carregamento, a seguir encontra-se as seguintes correlações:

OCR =
$$(0.5 \text{ K}_{D})^{1.56}$$
 para $I_{D} < 1.2$ (51)

OCR =
$$(0.67 \text{ K}_{\text{D}})^{1.91}$$
 para $1.2 < I_{\text{D}} < 2.0$ (52)

$$OCR = (mK_D)^n \quad para \quad I_D > 2,0 \tag{53}$$

Onde:

$$m = 0.5 + 0.17P$$

$$n = 1.56 + 0.35P$$

$$P = (I_D - 1,2) / 0,8$$

3.5.5 Resistência ao cisalhamento não-drenada (Su)

Para resistência não-drenada encontram-se algumas correlações na literatura (SCHNAID, 2000):

$$\frac{\begin{bmatrix} \underline{S}_{\mathbf{u}} \\ \underline{\sigma'_{\mathbf{vo}}} \end{bmatrix}_{SA}}{\begin{bmatrix} \underline{S}_{\mathbf{u}} \\ \underline{\sigma'_{\mathbf{vo}}} \end{bmatrix}_{NA}} = OCR^{\Lambda}$$
 Ladd e outros (1977)

$$S_u = 0.2 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$$
 Lacasse & Lunne (1983)

$$S_u = 0.35 \sigma'_{v0} (0.47 K_D)^{1.14}$$
 Kamei & Iwasaki (1994) (56)

Sendo:

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada

 ζ'_{vo} = tensão vertical efetiva

NA = solo normalmente adensado

SA = solo sobre-adensado

K_D = índice de tensão horizontal

OCR = razão de sobre-adensamento

 Λ = razão de deformação volumétrica plástica

3.5.6 Ângulo de atrito interno do solo (φ')

Marchetti & Crapps (1981), citado por Schnaid (2000), apresentaram a primeira correlação válida para solos com valores de $I_D > 1,2$, na qual ϕ ' é obtido em função de I_D e E_D :

$$\emptyset' = 25 + 0.19\sqrt{(P - 100)} \tag{57}$$

Sendo:

$$\begin{split} P &= I_D R_C \\ R_c &= \frac{500 + (R - 500)}{1 + \left((R - 500) /_{1500} \right)} \quad \text{se R} > 500 \text{ e } \zeta_v ' < 0,5 \text{ bar} \\ R_c &= R \qquad \qquad \text{se R} < 500 \text{ e } \zeta_v ' > 0,5 \text{ bar} \end{split}$$

$$R = E_D / \zeta_v$$

Os resultados apresentados por Schmertmann (1983) foram expressos, por conveniência, de forma gráfica, conforme apresentado na Figura 49. Na previsão do ângulo de atrito interno necessita-se de uma estimativa independente da magnitude de K₀ (SCHNAID, 2000).

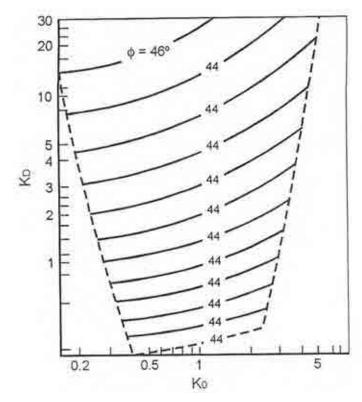


Figura 49 – Ábaco para a avaliação do ângulo de atrito através de K_D. Fonte: Campanella & Robertson (1991) apud Schnaid (2000).

3.5.7 Módulo oedométrico (M)

Segundo Schnaid (2000), a expansão do diafragma no interior da massa de solo é freqüentemente utilizada na estimativa da deformabilidade do solo. As formulações baseiamse no valor de E_D , tendo I_D e K_D como definidoras dos coeficientes de correlação. Sendo possível estabelecer uma correlação do tipo:

$$M = R_m E_D \tag{58}$$

Onde:

$$R_m = 0.14 + 2.36 log K_D$$
 para $I_D < 0.6$

$$R_m = R_{mo} + (2.5 - R_{mo}) log K_D para 0.6 < I_D < 3.0$$

$$R_m = 0.5 + 2 log K_D para 3.0 < I_D < 10.0$$

$$R_m = 0.32 + 2.18 \log K_D \text{ para } I_D > 10.0$$

$$R_{\text{mo}} = 0.14 + 0.36(I_D - 0.6)/2.4$$

3.5.8 Módulo de Young (E)

É possível estimar o módulo de Young pela equação abaixo (SCHNAID, 2000):

$$E = FE_{D}$$
 (59)

Sendo:

E = módulo de Young

F = fator de conversão

E_D = módulo dilatométrico

Tabela 12 - Valores do fator de conversão F. Fonte: Lutenegger (1988) apud Schnaid (2000).

Tipo de solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	Ei	10	Robertson e outros, 1988
Arenoso	E_{i}	2	Robertson e outros, 1988
Arenoso	E_{25}	1	Campanella e outros, 1985
Arenoso NA	E_{25}	0,85	Baldi e outros, 1986
Arenoso PA	E_{25}	3,5	Baldi e outros, 1986

4 MÉTODOS DE CÁLCULO DE PAREDE DIAFRAGMA

Os esforços solicitantes que surgem na parede de contenção podem ser estudados através de métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos.

Os métodos empíricos baseiam-se em medições experimentais, sendo o método normalmente mais utilizado a Envoltória Aparente de Tensões. Os métodos semi-empíricos diferenciam-se dos empíricos, pois utilizam considerações teóricas simplificadas, por exemplo, o Método da Viga Contínua. Os métodos empíricos e semi-empíricos são aconselháveis para um pré-dimensionamento da parede de contenção, mas não para um dimensionamento final. Por ser um método simplificado acaba negligenciando fatores relevantes para o cálculo da parede de contenção. Porém muitas obras já foram construídas baseadas nos métodos empíricos, as quais deram certas e continuam em funcionamento até os dias de hoje.

Os métodos analíticos, ou métodos numéricos, são métodos iterativos e tornaram-se viáveis a partir do aparecimento dos computadores. Através desses métodos é possível considerar características de deformabilidade dos maciços e das contenções. Os métodos de cálculo mais utilizados são o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Coeficiente de Reação (Modelo de Winkler). Segundo Tacitano (2006), os métodos analíticos exigem uma caracterização dos maciços através de parâmetros geomecânicos que possam descrever as leis de interação solo-estrutura. Esses parâmetros são de difícil obtenção, exigindo ensaios mais sofisticados, e pequenas variações nos parâmetros do solo podem provocar variações acentuadas nos resultados (TACITANO, 2006).

4.1 Métodos Empíricos e semi-empíricos

As principais hipóteses utilizadas nos modelos estruturais simplificados, segundo Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006), são:

- Tirantes e estroncas são considerados como apoios indeslocáveis, ou seja, suas flexibilidades são negligenciadas;
- Assume-se que cada fase da construção é independente das anteriores;

• Assume-se que cada fase é executada "de uma só vez", admitindo que tirantes e/ou estroncas já estejam instalados antes mesmo da escavação ser realizada.

Devido a essas considerações os resultados apresentam sensíveis diferenças ao comportamento real da estrutura, ou seja, apresentam limitações que, segundo Tacitano (2006), são:

- Não levam em consideração a variação de tensões horizontais devido a deformação da estronca e tirante;
- Não reproduzem as reais condições do processo de estroncamento, não considerando nem a história de escavação, nem a irreversibilidade do comportamento do solo (histerese), negligenciando-se assim, os deslocamentos ocorridos durante as fases anteriores de escavação;
- As tensões do solo sobre a estrutura são superestimadas e a evolução dessas tensões ao longo do processo de escavação também é ignorada;
- São difíceis de trabalhar e consomem muito tempo;
- Não são precisos e, geralmente, são conservativos.

4.1.1 Métodos Empíricos

Os métodos empíricos são considerados válidos, mesmo não tendo um fundamento teórico que permita generalizações, devido sua simplicidade, principalmente a nível de prédimensionamento (TACITANO, 2006).

Segundo Tacitano (2006), vários autores utilizam-se deste método para o dimensionamento de paredes-diafragma, isto porque, constatou-se que as paredes-diafragma não são necessariamente rígidas. Tornando-se, então, viável a aplicação deste método também a paredes-diafragma. Entretanto, segundo Tacitano (2006), Soares (1981) verifica que a aplicação deste método a uma seção do Metrô/RJ não gerou resultados satisfatórios.

O método da Envoltória Aparente de Tensões proposta por Terzaghi e Peck (1967) baseiam-se em medições experimentais e é o mais comumente utilizado. De acordo com Tacitano (2006), Terzaghi e Peck (1967) propuseram diagramas de envoltórias aparentes obtidos empiricamente a partir de observações feitas em canteiros de obras de escavações de valas escoradas horizontalmente. Os autores diferenciaram o terreno em três tipos: areia,

argilas moles a médias e argilas rijas fissuradas. O coeficiente "m" destina-se a reduzir a resistência ao cisalhamento da argila ao lado e abaixo da escavação, devido a deformações por cisalhamento originadas a grandes profundidades. Inicialmente, o coeficiente "m" foi admitido igual a unidade, porém, os empuxos medidos revelaram claramente superiores em certos casos, sendo assim, Peck (1969) propôs que se utilizasse m = 0.4 se $\gamma H/c \ge 6$ e se houvesse, sob o fundo da escavação, uma extensa zona de argila mole (TACITANO, 2006).

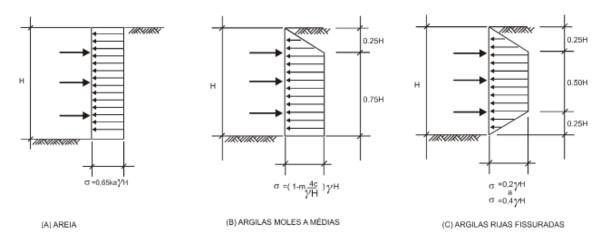


Figura 50 - Envoltória aparente de tensões. Fonte: Guerra (1982) apud Tacitano (2006).

4.1.2 Métodos Semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos adotam diagramas de carregamentos impostos, pressupondo, portanto, a forma e a grandeza dos deslocamentos que a estrutura irá sofrer. As fases da escavação são calculadas com diversas hipóteses de vinculação da parede, sem levar em consideração os deslocamentos e os esforços ocorridos em fases anteriores, por isso, não são considerados evolutivos (TACITANO, 2006).

De acordo com Tacitano (2006), por esses métodos não levarem em conta as deformações, os mesmos, não representam com precisão o comportamento do sistema de contenção, sendo, em geral, conservador. Os métodos semi-empíricos mais conhecidos são:

- Método de Blum (com ficha mínima ou maior que a mínima);
- Método da Ficha Mínima para um Nível de Escoramento (Método "Free-Earth Suport");
- Método da Ficha Maior que a Mínima para um Nível de Escoramento (Método "Fixed-Earth Support");

• Métodos da Viga (NC-03 do Metrô-SP e DC-02 do Metrô-RJ).

4.1.2.1 Contenção em Balanço

Segundo Tacitano (2006), as paredes em balanço são mais adequadas para alturas de contenções menores que 4,5m e ficha penetrando em solos com um elevado ângulo de atrito interno, como areias e pedregulhos. Quando existe argila abaixo do fundo da escavação e há um desbalanço no nível d'água (NA) a ficha necessária torna-se rapidamente antieconômica.

O Método de Blum (1931) para ficha mínima é o mais amplamente utilizado. Segundo Tacitano (2006), o método de Blum considera a parede rígida e rodando em torno do ponto b (Figura 51) e, também, considera o contra-empuxo F_c (Figura 52). Além disso, é aplicado aos empuxos passivos na região da ficha um fator de segurança (FS) de 1,5 a 2,0 ou aumenta-se o seu comprimento em 20 a 40%.

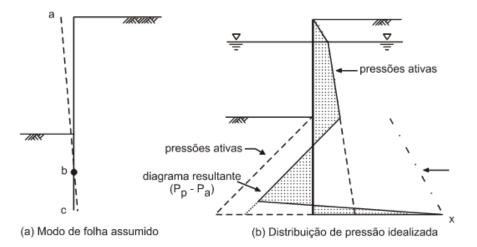


Figura 51 – Princípios para o projeto de paredes em balanço. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

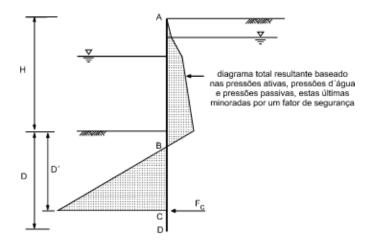


Figura 52 – Hipóteses de projeto para paredes em balanço. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

De acordo com Tacitano (2006), o roteiro de cálculo para o projeto destas estruturas é o seguinte:

- Determinar os parâmetros e geometria do solo, condições do NA e desenhar o diagrama total de empuxos (empuxos ativo + empuxo d'água - empuxo passivo/FS) - Figura 51;
- 2) Estipular um comprimento de ficha D. De acordo com Teng (1962) apud Clayton et al. (1993), pode ser tomado para solos granulares os valores da tabela abaixo.

Tabela 13 – Estimativa do comprimento da ficha D. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

Estimativa do comprimento final da ficha D		
Densidade do solo	Comprimento da ficha D	
Denso	0,75 H	
Mediamente denso	1,00 H	
Fofo	1,10 H	
Muito Fofo	2,00 H	

- 3) Determinar a posição de C a partir de D' = D/1,2;
- 4) Calcular a soma de momentos em torno de C. Se os momentos anti-horários excederem os horários, então o comprimento da ficha é insuficiente. Se o contrário ocorrer, o comprimento de ficha será excessivo;
- 5) Assumir um novo comprimento de ficha e repetir os passos 3 a 5 até ocorrer o equilíbrio de momentos em C;
- 6) Determinar o ponto em que a força cortante é zero e nele calcular o máximo momento fletor.

4.1.2.2 Contenção com 1 nível de escoramento

Os métodos de "Free Earth Support" e "Fixed Earth Support" são utilizadas em contenções com um único nível de escoramento, em suas aplicações são possíveis considerar o escoramento através de estroncas ao invés da ancoragem (TACITANO, 2006).

Conforme o manual do CEEA (1996) apud Tacitano (2006), o método "Free Earth Support" em projetos de contenções é suficientemente estável para contenções com pouca penetração comparadas com aquelas projetadas pelo método "Fixed Earth Support". Os momentos no método "Free Earth Support" são maiores do que aqueles que realmente ocorrem, podendo ser reduzido pelo método das curvas de redução de momentos de Rowe. Bowles (1982) apud Tacitano (2006) propôs uma redução neste esforço solicitante dependendo se a vala está imersa em areia ou argila, mostrando que através de Método Analítico obteve-se diretamente o "momento reduzido" que se chegaria utilizando-se a teoria de Rowe.

O método "Fixed Earth Support", de acordo com Tacitano (2006), é sugerido pela BS 8002/94 para projetos rotineiros, entretanto a maioria dos engenheiros geotécnicos no Reino Unido atualmente usa uma forma do método "Free Earth Support" modificado para levar em conta a flexibilidade da contenção, pois tem se mostrado mais econômico, segundo Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006).

Fang (1991) apud Tacitano (2006) afirma que o projetista pode escolher entre os métodos "Free Earth Support" e o "Fixed Earth Support" para solos sem coesão. Porém, para solos coesivos esta escolha só está disponível quando o solo abaixo do fundo da escavação for relativamente rígido, dependendo da altura da contenção, caso contrário, o método "Free Earth Support" será necessário.

O cálculo pelo método "Fixed Earth Support" é bem mais trabalhoso do que quando o projeto é feito com base no método "Free Earth Support". Porém, segundo Fang (1991) apud Tacitano (2006), o método "Fixed Earth Support" normalmente é o mais econômico.

Método "Free Earth Support":

Este método é o mais antigo e mais conservativo método de projeto e é largamente usado, embora com algumas modificações, no Reino Unido, Brasil e EUA (TACITANO, 2006).

A parede é assumida rígida no método "Free Earth Support", rodando sobre o ponto B onde a ancoragem é suposta indeslocável. O comprimento da ficha é calculado tomando-se o equilíbrio de momentos no nível da ancoragem. A força na ancoragem é então calculada com base no equilíbrio de forças horizontais e o máximo momento fletor é determinado no ponto em que o diagrama de forças cortantes é nulo (TACITANO, 2006). Segundo o trabalho de Rowe (1952) apud Tacitano (2006), o momento fletor de projeto é obtido reduzindo-se o máximo momento fletor por um fator que depende da flexibilidade relativa da parede com relação ao solo.

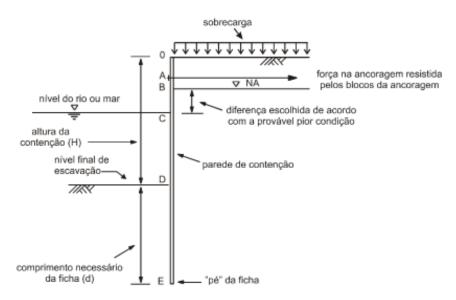


Figura 53 – Layout típico para paredes de contenção ancoradas. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

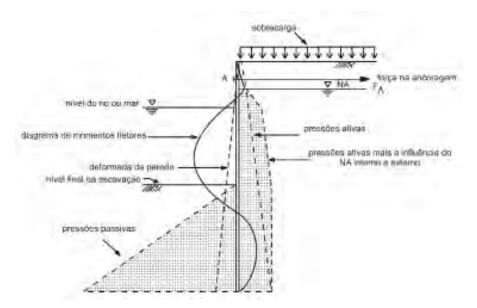


Figura 54 – Distribuição típica de empuxos para paredes de contenção ancoradas. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

De acordo com Tacitano (2006), as hipóteses de cálculo consideram:

- A parede é rígida se comparada ao solo;
- A parede gira em torno do nível de ancoragem na condição de ruína, porém a ancoragem não escoa;
- Apesar da condição anterior, os empuxos ativos ocorrem ao longo de toda a altura do solo contido. O movimento da ancoragem é normalmente o suficiente para isso, inclusive no topo da contenção.

Inicialmente, segundo Tacitano (2006), o comprimento da ficha é desconhecido, o cálculo para o equilíbrio de momentos em torno do nível de ancoragem só pode ser completado se um comprimento de ficha for adotado ou a distribuição de empuxos for expressa em termos de uma profundidade desconhecida de ficha d. Normalmente, é mais fácil adotar a segunda aproximação. A condição de equilíbrio leva então a equação cúbica:

$$Ad^{3} + Bd^{2} + Cd + D = 0 (60)$$

Onde:

A, B, C e D = coeficientes numéricos conhecidos.

d = comprimento da ficha (desconhecido).

A maneira mais simples para a determinação do valor de d é através de iteração, iniciando com um valor sugerido por Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006) de $\frac{d}{dt} = 0.40$.

Método de redução dos momentos de Rowe:

Os trabalhos de Rowe (1952, 1955, 1956, 1957) apud Tacitano (2006) mostram que a flexibilidade da parede tem vital importância no projeto, particularmente ao que se refere aos momentos fletores.

De acordo com Tacitano (2006), anteriormente, sabia-se que a flexibilidade das paredes condicionava as condições de utilização dos momentos fletores, esta redução era creditado ao arqueamento do solo que é basicamente a transferência de tensões de uma região plastificada do solo para outra vizinha que ainda não tenha atingido tal condição. Rowe (1952) apud Tacitano (2006) mostrou que um pequeno movimento da ancoragem devido ao escoamento dos cabos ou do sistema de ancoramento é o suficiente para, na prática, eliminar o arqueamento e produzir uma distribuição triangular dos empuxos de solo atrás da contenção. Os momentos fletores nas paredes são menores nas estacas flexíveis comparadas àquelas mais rígidas em condições de serviço. A redução no momento para um dado nível de ancoragem é devida principalmente ao aumento da altura do ponto de inflexão na parede devido à influência da flexibilidade da estaca e da relativa compressibilidade do solo.

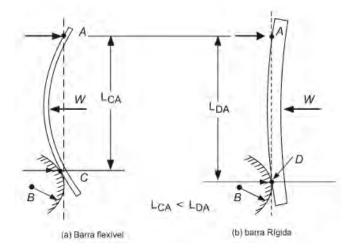


Figura 55 – Efeito da flexibilidade em condições de serviço. Fonte: Fang (1991) apud Tacitano (2006).

A partir da Figura 55 pode-se analisar que uma viga vertical bastante flexível possui um vão a partir de um ponto A (ancoragem) até um ponto B representado por um apoio rígido curvilíneo e suportando uma carga W. À medida que a barra se desloca, o contato com o apoio inferior se dá no ponto C acima do centro do apoio curvilíneo B. Para a barra rígida o

deslocamento sobre a mesma ação W é muito menor e o contato com a curva suporte se dá em um ponto D que é apenas um pouco acima de B. Observa-se, também, que o vão efetivo e o máximo momento da barra flexível (a) é significativamente menor do que na barra rígida (b) para a mesma ação W. Isto ocorre porque a estrutura é isostática e o vão CA, em (a), é menor do que o vão AD, em (b), significando que, nestas condições hipotéticas, a barra mais flexível pode ser projetada para um momento fletor menor do que a mais rígida. Por isso, as contenções ancoradas sofrem redução dos momentos. O máximo momento fletor é proporcional ao cubo do vão efetivo entre o nível da ancoragem e o ponto de inflexão nestas contenções. Por exemplo, uma mudança no "comprimento efetivo do vão" de 5% afetará os momentos fletores em 16% (TACITANO, 2006).

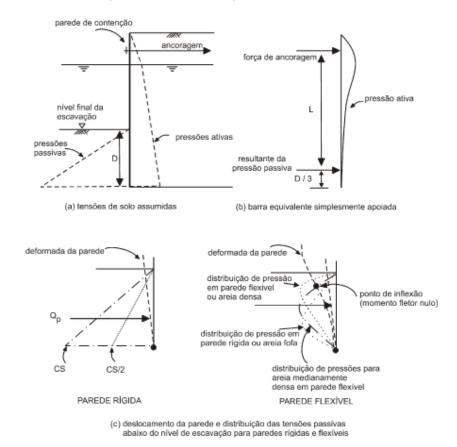


Figura 56 – Mecanismos de redução de momento fletor devido a flexibilidade da parede. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

Segundo Tacitano (2006), atualmente, aceita-se que os momentos fletores nas estacas são afetados pela forma fletida (elástica) da parede abaixo do nível da escavação (região da ficha) e que isto é uma função da flexibilidade da contenção relativamente ao solo. A Figura 56 mostra a distribuição simplificada do empuxo passivo para uma contenção rígida que gira sobre sua base e o tipo de distribuição de empuxo observado por Rowe (1952) em modelos de

contenção em areias. Existe, geralmente, um ponto de inflexão na contenção a uma distância do fundo da escavação. Para areias muito densas, o ponto de inflexão será próximo ao fundo da escavação ou até ligeiramente mais alto, para areias fofas, o ponto de inflexão será mais baixo. Devido aos deslocamentos na parte inferior da contenção serem pequenos, empuxos passivos não são obtidos, sendo assim, a distribuição de empuxos para uma areia medianamente compacta deve ser parabólica. Portanto, a resultante das forças atua próximo ao $^{D}/_{2}$ da extremidade inferior da contenção, com isso, o vão equivalente L é reduzido, implicando em redução do momento fletor (TACITANO, 2006).

A deformada da contenção, de acordo com Tacitano (2006), é uma função da rigidez das estacas relativamente à rigidez do solo e à medida que a contenção torna-se mais flexível relativamente ao solo, a posição da resultante passiva Qp move-se para cima, reduzindo progressivamente os momentos fletores. Rowe (1952 e 1957) apud Tacitano (2006) realizou ensaios em modelos e construiu gráficos que permitem os máximos momentos fletores calculados pelo método "Free Earth Support" sejam reduzidos. Os fatores de redução de Rowe podem ser utilizados em qualquer tipo de solo, porém Skempton (1953) apud Tacitano (2006) sugere que para areia utilize ½ da redução de momentos de Rowe, para siltes utilize ¼ da redução de momentos de Rowe e para argilas não utilizar a redução de momentos de Rowe.

Rowe identifica a rigidez como:

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \tag{61}$$

Onde:

H = altura da contenção incluindo a ficha;

E = módulo de deformação longitudinal do material;

I = momento de inércia da parede.

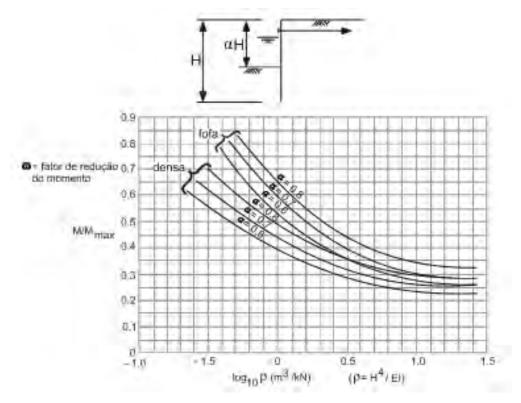


Figura 57 – Fatores de redução dos momentos fletores (ω) de Rowe. Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

Método "Fixed Earth Support":

De acordo com Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006), método derivado dos trabalhos de Blum (1931, 1950 e 1951), a parede é considerada flexível, mas com uma penetração suficiente de forma que possa ser considerada fixada em sua base. O método de Blum aplica-se às contenções ancoradas rígidas e flexíveis, bem como as em balanço.

As tensões na contenção imediatamente acima do ponto F são substituídas por uma única força um pouco mais acima (F_c) e a parede é considerada vertical neste ponto, isto é, deforma-se tangencialmente a vertical neste ponto. A ancoragem é assumida indeformável e seu deslocamento relativo deve ser zero, assim como o do ponto C, que também possui a 2ª derivada de deslocamento nula. Por essa técnica ser muito trabalhosa, desde que, não haja a utilização de computador, existem várias simplificações que são baseadas no "Blum's equivalent beam method". Admite-se, neste método, conhecida a posição do ponto de inflexão em que o momento fletor é nulo, assim, uma rótula imaginária é introduzida neste ponto, simplificando a análise, tratando-se então de calcular os esforços em 2 trechos isostáticos (TACITANO, 2006).

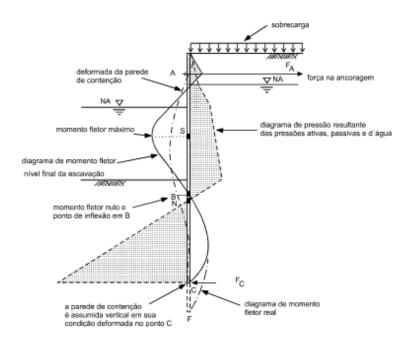


Figura 58 – Esquema de cálculo pelo método "Fixed Earth Support". Fonte: Clayton et al (1993) apud Tacitano (2006).

4.1.2.3 Contenção com 2 níveis de escoramento

Em casos de contenção de paredes escoradas por 2 ou mais níveis de estroncas ou tirantes, conforme Tacitano (2006), é comum a utilização do método proposto por Terzaghi e Peck (1967), método da Envoltória Aparente de Tensões (vide métodos empíricos). Outros métodos, não tão populares quanto o método de Terzaghi e Peck (1967), tratam desses tipos de contenção, que são o método da Viga Equivalente presente nas normas do Metrô - SP e do Metrô - RJ (DC-02) e uma variante do método "Free Earth Support" proposto por Fleming et al. (1985) (TACITANO, 2006).

4.2 Método analítico unidimensional

No método analítico unidimensional a parede é representada por uma viga de largura unitária imersa no solo, submetida ao carregamento provocado pelos empuxos e por forças concentradas correspondentes às ações e reações das estroncas e tirantes. Agora, o maciço é representado por meio de barras biarticuladas ou por molas. As forças nas barras decorrem

das pressões horizontais que atuam em cada lado da parede e sua variação, em função dos deslocamentos transversais (TACITANO, 2006).

De acordo com Tacitano (2006), as forças nas barras, que representam o maciço, devem considerar:

- Os estados ativo e passivo, limitando-se as forças, assim como os deslocamentos correspondentes;
- A histerese, considerando comportamento elásto-plástico, mesmo depois de ser atingido um estado limite, se o deslocamento se der em sentido inverso. "A histerese é um fenômeno observado em alguns materiais pelo qual certas propriedades, em determinado estado, dependem de estados anteriores. No caso de propriedades mecânicas, a histerese pode ser medida pela perda de energia durante um ciclo de deformação e recuperação do material" (TACITANO, 2006);
- O comportamento entre os estados-limites, que pode ser simplificado adotando-se comportamento elástico linear entre o estado de repouso e o ativo e entre o estado de repouso e o passivo.

As estroncas são representadas por meio de barras biarticuladas (ou por molas) de comportamento elástico-linear não resistentes à tração, devendo-se considerar os deslocamentos da parede ocorridos antes da sua instalação. Para estroncas pré-comprimidas e tirantes devem considerar as forças iniciais de instalação e também podem ser representadas por barras biarticuladas ou por molas. As lajes que tem como função de estroncamento deverão resistir a compressão, e dependendo do caso, podem também resistir à tração e à flexão (Figura 59) (TACITANO, 2006).

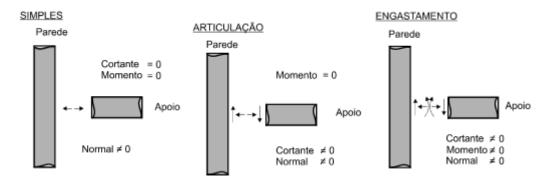


Figura 59 – Tipos de conexão entre parede e estronca. Fonte: Potts (1993) apud Tacitano (2006).

O carregamento inicial corresponde à aplicação do empuxo em repouso nos dois lados da parede; cada fase de escavação é representada pela retirada das barras correspondentes; e

os esforços e deslocamentos que correspondem a cada fase da escavação devem ser superpostos àqueles acumulados no final da fase anterior (TACITANO, 2006).

A partir do diagrama de tensões horizontais da última fase de escavação são analisadas as fases de reaterro, superpondo em cada fase os esforços correspondentes à remoção das estroncas/tirantes e a colocação do solo, sempre considerando os deslocamentos e esforços ocorridos nas fases anteriores (TACITANO, 2006).

Método de Winkler:

Os Métodos Analíticos Unidimensionais que se utilizam do Modelo de Winkler admitem, por hipótese, que a parede se comporta como uma viga. Levam vantagem sobre os métodos empíricos e semi-empíricos por serem evolutivos e por necessitarem de um número menor de hipóteses simplificadoras para representar quantitativamente os esforços solicitantes. E, também, são de aplicação mais simples do que o Método dos Elementos Finitos (MEF) (TACITANO, 2006).

Segundo Tacitano, o modelo proposto pode ser caracterizado pelos seguintes aspectos:

- São válidas as hipóteses da Resistência dos Materiais (teoria de vigas);
- A parede de contenção é assimilada a uma viga de largura unitária imersa no solo, trabalhando em regime elástico-linear, ou seja, vale a equação da linha elástica;
- Considera a presença do escoramento, permitindo considerar a deformabilidade desses apoios, sendo que as estroncas e os tirantes têm comportamento elástico-linear ou elasto-plástico perfeito;
- O solo tem um comportamento elasto-plástico com histerese, onde, adota-se a hipótese
 de Winkler. Assim, discretiza-se o solo através de uma série de molas independentes
 entre si, associada ao critério de plastificação de Mohr-Coulomb, que acaba por
 fornecer a cada mola uma função força-deslocamento (Figura 60);
- Consideram a evolução da obra;
- A mobilização da tensão no fundo da vala é determinada e não estimada, em função dos deslocamentos da parede.

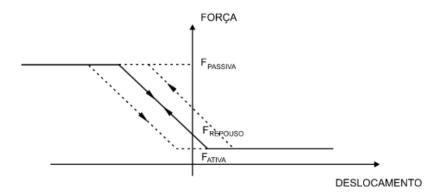


Figura 60 – Comportamento elasto-plástico associado ao solo. Fonte: Tacitano (2006).

A dificuldade reside no fato de ser necessário admitir-se, para o trecho elástico da curva característica da mola, o seu coeficiente de mola. De acordo com Tacitano, este coeficiente é uma relação proveniente do coeficiente de reação elástica horizontal do solo, é de difícil avaliação por depender tanto das propriedades do solo próximo à parede (granulometria, condições de adensamento, curva tensão x deformação, resistência ao cisalhamento, etc) quanto das características da parede (rigidez, processo de instalação, tipo de escoramento, dimensões, etc).

Segundo Tacitano (2006) apud Fang (1991), a desvantagem do método analítico unidimensional reside, principalmente, na dificuldade de se determinar um valor apropriado para o k_h que caracterize a relação carga x deslocamento para aquele determinado solo. Alguns pesquisadores propõem métodos semi-empíricos para determinar valores para k_h a partir de ensaios pressiométricos (TACITANO, 2006).

De acordo com Tacitano (2006), outra limitação do método é que não são considerados os deslocamentos verticais da parede e, também, não é considerado o atrito entre o solo e a parede.

O manual do CEEA (1996), citado pelo Tacitano (2006), destaca que a seleção dos parâmetros de rigidez do solo são a maior incerteza do método, portanto, o método pode ser utilizado para avaliar a sensibilidade da solução para variações na rigidez do solo. Terzaghi (1955) indica que as forças no sistema são relativamente insensíveis a grandes variações na rigidez do solo, enquanto que os deslocamentos são significativamente afetados (TACITANO, 2006).

Na hipótese de Winkler – a qual considera a rigidez do solo uma relação linear entre tensão e deslocamento em um ponto – um intervalo pequeno é discretizado por meio de molas, e cada mola trabalha independentemente das demais, ou seja, a força em uma mola não

depende dos deslocamentos das demais molas, mas somente de seu próprio deslocamento (TACITANO, 2006).

Os pontos para a discretização da parede devem abranger o início da parede, nível de incidência de estroncas e tirantes, fim da fase da escavação, os demais são determinados de modo a manter uma distância mínima entre nós imposta pelo usuário.

Inicialmente, a discretização do solo é considerado em estado de repouso com o paramento sem nenhuma deformação (Figura 61). Estas ações (tensões) são substituídas por forças concentradas (empuxos) nos nós da barra discretizada por meio de distribuição equivalente (área de influência), negligenciando-se o momento fletor associado (Figura 62) (TACITANO, 2006).

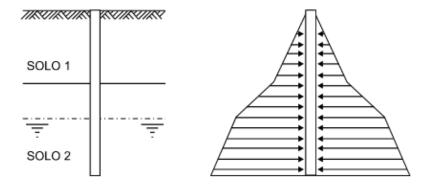


Figura 61 – Distribuição de tensão no solo na condição inicial. Fonte: Maffei (1977) apud Tacitano (2006).

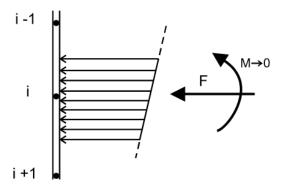


Figura 62 – Força concentrada no nó i que é estaticamente equivalente às tensões provocadas pelo solo na área de influência deste nó. Fonte: Tacitano (2006).

É adotado o mesmo procedimento para os diagramas de empuxos ativo e passivo, gerando, neste caso, as forças limites equivalentes de plastificação (TACITANO, 2006).

Analogamente, a discretização é adotada para o coeficiente de reação horizontal do solo, multiplicando-o pela área de influência da mola, de forma a obter o k_h da mola necessário para os cálculos, de acordo com Tacitano (2006).

O comportamento da carga x deslocamento que se adota para a mola é mostrado pela Figura 63, que, neste caso, substitui o diagrama tensão x deformação para exprimir a lei constitutiva do solo. Quando o k_h é constante em uma mesma camada (solo homogêneo) obtém uma variação linear dos limites de plastificação com a profundidade (Figura 64) (TACITANO, 2006).

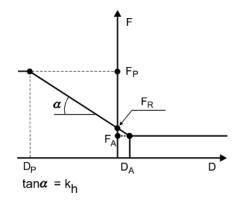


Figura 63 – Comportamento de um elemento. Fonte: Maffei et al (1977) apud Tacitano (2006).

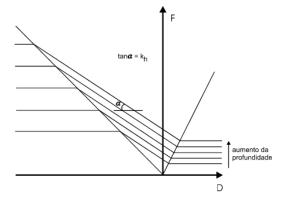


Figura 64 – Variação dos elementos com a profundidade (k_h = constante). Fonte: Maffei et al (1977) apud Tacitano (2006).

De acordo com Tacitano (2006), há um comportamento de irreversibilidade representado pelos chamados ciclos de histerese (Figura 65), por exemplo, um solo submetido à compressão acima de seu limite de plasticidade, quando descomprimido não voltará para o mesmo estado anterior que existia antes, o caminho do descarregamento é diferente do carregamento.

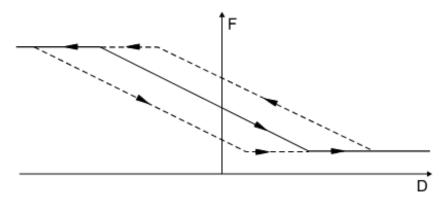


Figura 65 - Ciclos de histerese. Fonte: Maffei et al (1977) apud Tacitano (2006).

O coeficiente k_h do solo e os limites de plastificação são alterados na presença de nível d'água. Segundo Maffei et al. (1977) apud Tacitano (2006), admitindo ruptura plana do solo (Teoria de Coulomb) é possível demonstrar que o k_h sofre uma redução na presença do nível d'água dada pela equação abaixo:

$$\mathbf{k}_{h}' = \mathbf{k}_{h} \frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_{\text{s}}} = \mathbf{k}_{h} \frac{\gamma_{\text{s}} - \gamma_{\text{w}}}{\gamma_{\text{s}}} \quad \therefore \quad \mathbf{k}_{h}' < \mathbf{k}_{h} \tag{62}$$

Em seu trabalho Tacitano (2006) diz que: "é possível considerar um pré-carregamento para as estroncas e tirantes. A partir da discretização definidos por todos os elementos componentes do sistema estrutural proposto é possível calcular a matriz de rigidez. A contribuição da rigidez da mola que representa o solo é adicionada à diagonal principal. O mesmo princípio é adotado para as estroncas e tirantes. Em cada fase da escavação é definido um vetor de cargas e a diagonal principal da matriz de rigidez é atualizada de modo a considerar os efeitos dos elementos (molas, estroncas e tirantes). O sistema é resolvido por meio de processo iterativo, redefinindo a estrutura a cada iteração, retirando os elementos plastificados e adicionando os elementos que sofrem histerese, isto é, que voltaram a trabalhar. Uma vez obtidos os deslocamentos, presentes (os da fase) e acumulados, os esforços internos e as cargas nas estroncas e tirantes podem ser calculados. Estas forças nos elementos e as correspondentes tensões no solo podem ser então atualizadas" (Tacitano, 2006).

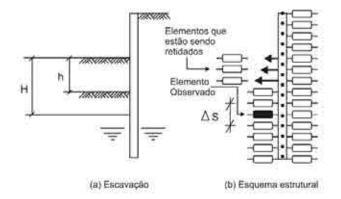


Figura 66 – Discretização da parede. Fonte: Maffei et al (1977) apud Tacitano (2006).

A Figura 66 mostra como é obtido os deslocamentos e esforços em uma determinada fase de acordo com a proposta de Maffei et al. (1977) apud Tacitano (2006). O elemento observado encontra-se a uma profundidade H, o solo é escavado até que esta profundidade se reduza a (H-h). Antes da escavação o solo já havia sofrido um deslocamento D. A seguir encontra-se a proposta de Maffei et al. (1977) apud Tacitano (2006) em equações que representam os esforços e deslocamentos da parede antes e depois da escavação.

Antes da escavação:

$$F_{A} = k_{A} \gamma H \Delta S \tag{63}$$

$$F_{p} = k_{p} \gamma H \Delta S \tag{64}$$

$$\mathbf{F}_{R} = \mathbf{k}_{0} \mathbf{\gamma} \mathbf{H} \Delta \mathbf{S} \tag{65}$$

$$\mathbf{k} = \mathbf{k_h} \Delta \mathbf{S} \tag{66}$$

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}_{\mathbf{R}} - \mathbf{k} \mathbf{D} \tag{67}$$

Depois da escavação:

$$\overline{\mathbf{F}_{\Delta}} = \mathbf{k}_{\Delta} \gamma (\mathbf{H} - \mathbf{h}) \Delta \mathbf{S} \tag{68}$$

$$\overline{\mathbf{F}_{\mathbf{p}}} = \mathbf{k}_{\mathbf{p}} \mathbf{\gamma} (\mathbf{H} - \mathbf{h}) \Delta \mathbf{S} \tag{69}$$

$$\overline{F_R} = k_0 \gamma (H - h) \Delta S \tag{70}$$

$$\bar{\mathbf{k}} = \mathbf{k_h} \Delta \mathbf{S} \tag{71}$$

$$\overline{\mathbf{F}} = \overline{\mathbf{F}_{\mathbf{R}}} - \mathbf{k} \mathbf{D} \tag{72}$$

Portanto, tem-se:

$$\Delta \mathbf{F} = \mathbf{F} - \overline{\mathbf{F}} = \mathbf{k}_0 \gamma \mathbf{h} \Delta \mathbf{S} \tag{73}$$

Sendo:

F_A – Força ativa antes da escavação;

F_P – Força passiva antes da escavação;

F_R – Força em repouso antes da escavação;

F_A – Força ativa depois da escavação;

F_p – Força passiva depois da escavação;

F_R – Força em repouso depois da escavação;

k_h – Coeficiente de rigidez do elemento;

k_A – Coeficiente de empuxo ativo;

k_P − Coeficiente de empuxo passivo;

k₀ – Coeficiente de empuxo em repouso;

 ΔS – Área de influência do elemento:

 γ – Peso específico do solo;

D – Deslocamento sofrido pelo nó em questão.

A Figura 67 mostra a condição em equilíbrio com deslocamento D (antes da escavação) e em desequilíbrio com deslocamento D e em equilíbrio na nova posição com deslocamento \overline{D} (depois da escavação).

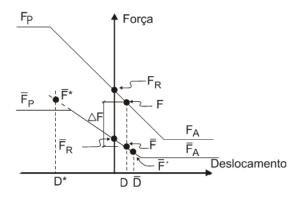


Figura 67 – Escavação em dois estágios (antes e depois da escavação). Fonte: Maffei et al (1977) apud Tacitano (2006).

Primeiramente a estrutura é fixada na posição do fim da escavação anterior. Os elementos (molas) são redefinidos obtendo-se a variação do valor da reação no elemento (ΔF), variação que representa as forças hipotéticas necessárias para fixar o paramento. O próximo passo é aplicar as forças de fixação (ΔF) com sinal contrário na estrutura para se obter os deslocamentos finais (\overline{D}) e forças finais (\overline{F}'). Ressaltando que os limites de plastificação

devem ser considerados nos processos iterativos de cálculo, por exemplo, o valor fictício de \overline{F}^* deve ser corrigido para \overline{F}_p na Figura 67 (TACITANO, 2006).

De acordo com Tacitano (2006), o método analisado por Haliburton (1968) assume as hipóteses do Modelo de Winkler, em que existe um comportamento independente entre camadas de solos adjacentes, ou seja, molas independentes. Com isso, o efeito de arqueamento do solo através da estrutura não é considerado. Contudo, Haliburton (1968) afirma que o arqueamento é usualmente um estado instável o qual pode desaparecer com o tempo e com o deslocamento da estrutura. A definição de curvas entre os valores limites é complicada, pois o aumento das tensões até atingir o valor passivo e a diminuição até atingir o valor ativo ocorre simultaneamente em vários pontos da estrutura. Haliburton (1968) apud Tacitano (2006) considera este problema desenvolvendo curvas independentes para o solo de cada lado da estrutura (k_h e k_h ').

Segundo Tacitano, o efeito das fases de escavação é analisado assumindo o estado inicial em que se encontra o sistema solo-estrutura e removendo gradativamente as forças para simular a retirada de solo. O comportamento histórico da estrutura pode ser obtido resolvendo uma série de problemas.

4.3 Método bidimensional

Os métodos numéricos utilizados em engenharia conforme Lopes (1995) apud Do Vale (2002) são: Método das Diferenças Finitas (MDF), Método dos Elementos Finitos (MEF) e Métodos dos Elementos de Contorno (MEC). O Método dos Elementos Finitos, segundo Santos (2007), é muito utilizado atualmente por sua capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos. Apesar de ter sido originalmente desenvolvido para análise de problemas estruturais, a teoria original do MEF foi modificada para permitir a análise de situações envolvendo outros campos da engenharia. De acordo com Potts & Zdravkovic (1999) apud Santos (2007), em razão de aspectos bastante complexos que são específicos da engenharia geotécnica é que apenas recentemente o MEF está sendo intensamente utilizado para analise de problemas geotécnicos.

O MEF utiliza aproximações, de acordo com Santos (2007), baseadas no método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto. As principais incógnitas são os

deslocamentos para o método dos deslocamentos, as tensões para o método de equilíbrio e ambas incógnitas (deslocamentos e tensões) para o método misto.

De acordo com Santos (2007), os procedimentos para a resolução de um problema pelo Método dos Elementos Finitos são:

1. Discretização do meio contínuo. Inicialmente divide-se o meio contínuo em um número de subdomínios denominados "elementos finitos", conectados entre si através de um número finito de pontos, denominados "pontos nodais" ou "nós". Discretização é o processo no qual o meio é subdividido mediantes linhas e superfícies imaginárias, resultando neste número finito de elementos. Os elementos podem ser triângulos, grupo de triângulos e quadriláteros para uma análise bidimensional, enquanto que podem ser tetraedros, prismas retangulares e hexaedros para uma análise tridimensional.

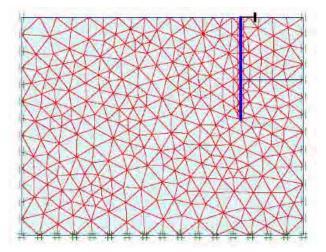


Figura 68 – Malha de Elementos Finitos. Fonte: Santos (2007).

- **2. Seleção do modelo de deslocamentos.** Adota-se um conjunto de funções que definem de maneira única o campo de deslocamentos em função dos deslocamentos nodais em cada elemento. Normalmente são utilizadas funções do tipo polinomial.
- 3. Cálculo da matriz de rigidez. A partir desta função de interpolação, cuja solução é procurada dentro dos elementos finitos, é possível relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades do elemento, dando origem ao sistema de equações do elemento, apresentada na forma matricial. A matriz de rigidez pode ser obtida a partir do princípio dos trabalhos virtuais. As forças distribuídas atuantes no meio são convertidas em forças nodais equivalentes, obtendose uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de deslocamentos nodais

- e o vetor de forças nodais. A matriz de rigidez de cada elemento é associada, considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais, formando assim um sistema global. O mesmo acontece com o vetor de deslocamento de cada elemento, sendo a partir daí, fornecida uma relação de equilíbrio em função da matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes global. A seguir são introduzidos os valores conhecidos da variável do problema de contorno.
- 4. Cálculo das incógnitas do problema. Os deslocamentos são calculados a partir da relação de equilíbrio. No caso de problemas lineares, os deslocamentos são calculados de forma direta usando técnicas algébricas, como o método de Gauss. Para o caso de problemas não lineares, as soluções são obtidas por uma seqüência de etapas, onde ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou do vetor de forças. A partir do campo de deslocamentos nodais, obtém-se de maneira única o estado de deformações em cada elemento. Estas deformações juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material definem o estado de tensões no elemento e no seu contorno.



Figura 69 - Fluxograma das operações realizadas pelo MEF. Fonte: Lopes (1995) apud Do Vale (2002).

4.3.1 Algoritmo

Os principais tipos de algoritmos, segundo Lopes (1995) apud Do Vale (2002), utilizados em uma modelagem em elementos finitos são o incremental, o iterativo e o misto ou incremental-iterativo (Figura 70).

O algoritmo incremental divide a carga em parcelas ou incrementos, aplicados um de cada vez e os resultados de cada incremento são somados. Após aplicado cada incremento, há modificação da matriz [D] para que haja acompanhamento do modelo. Os métodos utilizados no algoritmo incremental são a rigidez tangente ou Euller-Cauchy e os dois passos por incremento (Runge-Kutta) (DO VALE, 2002).

O algoritmo iterativo ou algoritmo de "forças ou cargas equivalentes" aplica a carga de uma só vez e iterações são feitas para satisfazer o modelo em cada ponto. Nas iterações são aplicadas forças equivalentes às tensões não equilibradas (resíduos) decorrentes da violação do modelo, o processo só termina após o desaparecimento dos resíduos a menos de uma tolerância especificada (DO VALE, 2002).

O algoritmo misto ou incremental-iterativo aplica a carga em incrementos, fazendo iterações a cada incremento (DO VALE, 2002).

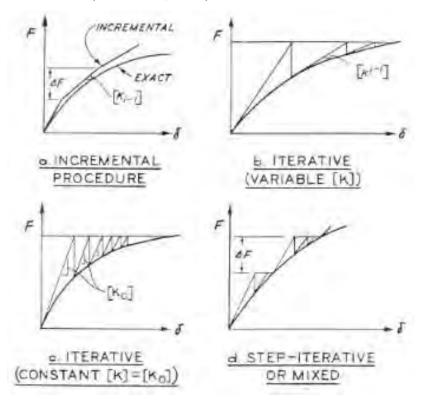


Figura 70 – Principais algoritmos. Fonte: Lopes (1995) apud Do Vale (2002).

4.3.2 Simulação pelo MEF de eventos em geotecnia

4.3.2.1 Simulação de escavação

A simulação de escavação, normalmente, é feita retirando-se a rede de Elementos Finitos que correspondem ao material escavado. Aplicam-se, então, tensões iguais às que estavam antes da escavação na face exposta, mas com o sinal contrário (DO VALE, 2002).

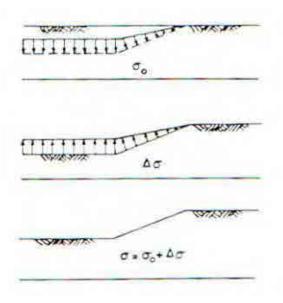


Figura 71 – Simulação de escavação em etapas. Fonte: Lopes (1995) apud Do Vale (2002).

Dunlop et al. (1968), Duncan e Dunlop (1969) e Wong (1971) efetuaram as primeiras simulações de escavações, de acordo com Do Vale (2002), nestes estudos, as tensões a serem aplicadas na face exposta eram calculadas pela interpolação entre tensões no interior dos elementos dos dois lados da face exposta, porém, esta técnica não atende ao requisito de unicidade de Ishihara (1970), pelo qual se demonstra que o resultado da análise de uma escavação em material elástico não depende do número de etapas em que é feita a simulação da escavação.

Segundo Do Vale (2002), Chandrasekaran e King (1974) propuseram a seguinte técnica, que foi utilizada posteriormente por Tsutsumi (1975) e Fuji (1976):

1. Inicialmente todas as forças nodais de escavações são calculadas (e guardadas) a partir do estado de tensões inicial:

$$\{F_{\text{exc}}\} = \int_{v} [B]^{T} \{\sigma_{0}\} dv \tag{74}$$

2. Após a aplicação das forças de cada estágio, os deslocamentos daí decorrentes são multiplicados pelas matrizes de rigidez dos elementos adjacentes às faces ainda por expor para alterar as forças de estágios ainda por simular:

$$\{F_{\text{exc}}\}_{i} = \{F_{\text{exc}}\}_{i-1} + [K]\{\delta\}_{i}$$
 (75)

Uma técnica mais simples foi formulada por Mana (1978), onde a simulação de escavação é produzida por uma solução única independente do número de etapas, em que se calculam diretamente as forças nodais de escavação usando as tensões nos elementos (isoparamétricos) adjacentes à escavação (DO VALE, 2002). Segundo Do Vale (2002), Mana (1978) calcula em todos os estágios da escavação as forças nodais equivalentes às tensões segundo Chandrasekaran e King (1974) no estágio inicial:

$$\{F_{exc}\} = \int_{v} [B]^{T} \{\sigma\} dv \tag{76}$$

De acordo com a técnica de Mana (1978) apud Do Vale (2002), antes de uma nova etapa, as forças nos nós expostos são calculados com as tensões existentes após a etapa anterior nos elementos logo abaixo da superfície de escavação (com os sinais contrários).

Mana (1978), citado por Do Vale (2002), utiliza, no item 2 do processo geral de simulação de escavações, rigidez nula nos elementos removidos, enquanto anteriormente reduzia-se o módulo de elasticidade até próximo de zero. Com isso, os graus de liberdade associados aos pontos nodais na parte removida saem do sistema de equações, assim, evita-se uma rigidez desnecessária e diminuindo o número de equações a ser resolvido.

4.3.2.2 Carregamento por forças de percolação

Segundo Lopes (1995) apud Do Vale (2002), existem duas maneiras de se introduzir a ação da água numa análise tensão deformação-equilíbrio num maciço. A primeira análise é realizada por meio de métodos de equilíbrio limite em que se analisam elementos de solo com peso total e pressões de água na fronteira, a segunda análise é pelo MEF que se analisa elementos de solo com peso aparente (submerso) e sob a ação de forças de percolação.

Lopes (1995) apud Do Vale (2002) sugere o seguinte procedimento, em análise de pressões efetivas, para efeito de simulação de eventos envolvendo mudanças no regime de água subterrânea nas obras de terra:

- 1. Fornecer ao programa o regime de água inicial (inexistência de água ou submersão estática, por exemplo);
- Fornecer o novo regime de água (submersão estática ou fluxo estacionário, por exemplo);
- 3. Calcular no programa as mudanças na carga hidráulica total nos pontos nodais;
- 4. Calcular no interior dos elementos os gradientes hidráulicos decorrentes das mudanças obtidas em (3). Isto é conseguido com a primeira derivada das funções de forma:

$$i_{x} = -\frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{\partial [N]}{\partial x} \{\Delta H\} \tag{77}$$

$$i_{y} = -\frac{\partial H}{\partial y} = -\frac{\partial [N]}{\partial y} \{\Delta H\}$$
 (78)

Onde:

i_x – gradiente hidráulico segundo x;

i_y – gradiente hidráulico segundo y;

 $\frac{\partial[N]}{\partial x}$ e $\frac{\partial[N]}{\partial y}$ são as primeiras derivadas das funções de forma no ponto (de integração numérica)

no interior do elemento;

 $\{\Delta H\}$ é o vetor das mudanças na carga hidráulica nos pontos nodais.

5. Calcular forças nodais equivalentes a estes gradientes pelo mesmo procedimento de potenciais de forças de massa descrito no item anterior:

$$\{F\} = \int_{\mathbf{v}} [\mathbf{N}]^{\mathsf{T}} \begin{Bmatrix} \mathbf{i}_{\mathbf{x}} & \gamma_{\mathbf{w}} \\ \mathbf{i}_{\mathbf{y}} & \gamma_{\mathbf{w}} \end{Bmatrix} d\mathbf{v} \tag{79}$$

4.3.2.3 Análise de percolação

Os pioneiros nas formulações de problemas de percolação foram Zienkiewics, Mayer e Cheung (1966) e Taylor e Brown (1967). Newman e Witherspoon (1970) e Bathe e Khoshgoftaar (1979) estudaram mais profundamente a superfície livre. Desai e Sherman

(1971) e Newman (1973) foram responsáveis pelos primeiros estudos de fluxos transientes e não saturados (DO VALE, 2002).

Formulação de fluxo estacionário

A formulação de percolação apresenta os seguintes passos (DO VALE, 2002):

Sendo:

{H} = vetor de cargas hidráulicas nodais;

{H} = vetor de cargas de um ponto genérico no interior do elemento;

{i} = vetor de velocidades no interior do elemento;

e{Q} = vetor de vazões nodais.

1. Relaciona a carga hidráulica de um ponto qualquer no interior do elemento com as cargas hidráulicas nodais por meio de:

$${H} = [N] {H}$$

$$(80)$$

Sendo:

[N] é a matriz das funções de carga hidráulica.

2. Diferenciando H em relação a x e y obtém-se o gradiente da carga hidráulica:

$${e \atop \{i\} = [B]\{H\}}$$

$$(81)$$

Sendo:

[B] é a matriz das primeiras derivadas das funções de deslocamento.

3. A velocidade no interior do elemento se relaciona com o gradiente hidráulico pela Lei de Darcy (caso 2-D):

Para permeabilidade principal maior k_1 coincidir com o eixo x. Se não coincidir, deve-se introduzir a matriz de rotação.

$$\{v\} = [R][k][R]^{-1}\{i\} \tag{83}$$

Portanto, tem-se:

$$\{v\} = [k][B]\{H\}$$
 (84)

4. Estabelece a equação de continuidade:

$${e \atop Q} = \int_{v} [B]^{T} \{v\} dv$$
(85)

Obtém-se combinando as equações acima:

$${}^{e}_{Q} = \int_{v} [B]^{T}[k][B] dv \{H\}$$

$$(86)$$

ou

$$\begin{cases}
e & e \\
Q
\end{cases} = [K]\{H\}$$
(87)

Onde:

[K] é a matriz de fluxo.

Analogia do problema de percolação com problemas tensão-deformação

Lopes (1974), Amorim (1976), Nogueira (1986) e Gonçalves (1990) incluíram em suas teses a análise de percolação pelo MEF. Uma vez que o problema de fluxo pode ser comparado ao problema tensão-deformação (elástico), Tabela 14. Com isso, pode-se utilizar o mesmo programa para o cálculo de ambos. Conforme proposto por Zagotis (1971) apud Do Vale (2002), basta que as propriedades elásticas sejam fornecidas em função do coeficiente de permeabilidade. A análise estará restrita a materiais isotrópicos e se estará resolvendo o dobro do número de equações necessárias caso se dispusesse de um programa específico para fluxo. (Do Vale, 2002).

Tabela 14 – Analogia entre os problemas tensão-deformação e de fluxo. Fonte: Lopes (1995) apud Do Vale (2002).

	Tensão-deformação	Fluxo	
Equação geral	F=Kδ	Q=KH	
Matriz de rigidez/fluxo K:	$\int_v B^T DB \ dv$	$\int_v \ B^T k B \ dv$	
1ª incógnita (nodal):	δ (deslocamento)	H (carga hidráulica)	
2ª o 2ª ino é quito a	ε (deformação)	i (gradiente de H)	
2ª e 3ª incógnitas:	ζ (tensão)	v (velocidade aparente)	
Lei de comportamento:	Hooke $(\zeta = E\varepsilon)$	Darcy $(v = Ki)$	

4.4 Recalque

Santos (2007) fez uma comparação dos métodos empíricos de Bowles (1988), Clough e O'Rourke (1991) e Hsieh e Ou (1998). Os métodos de Bowles (1998) e Clough e O'Rourke apresentaram o perfil em que o recalque máximo (δ_{vm}) ocorre junto à escavação, o que não aconteceu na prática para o caso analisado. Além disso, segundo Santos (2007), o método Hsieh e Ou (1998) foi o que apresentou o perfil em que o recalque máximo (δ_{vm}) ocorre a uma certa distância da escavação coerente ao encontrado pela instrumentação. Em relação à magnitude de recalques o método Hsieh e Ou (1998) foi também o que apresentou a melhor aproximação com os dados e campo.

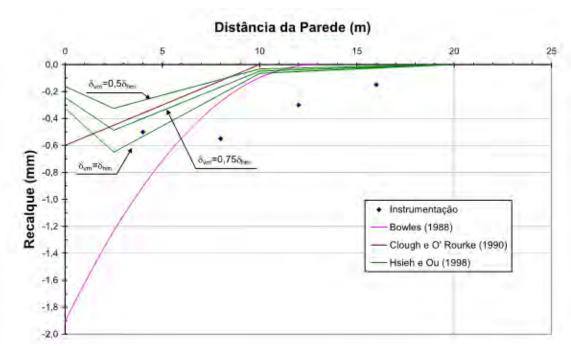


Figura 72 – Comparação entre perfis de recalques – 1ª Etapa de Escavação. Fonte: Santos (2007).

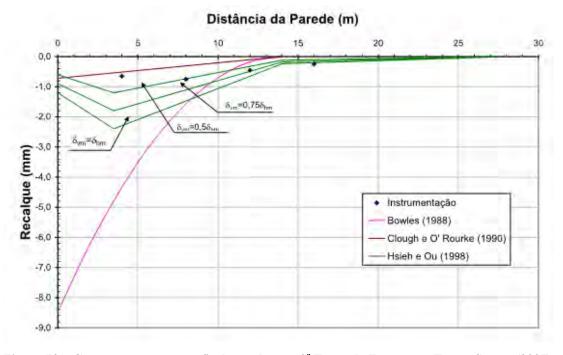


Figura 73 – Comparação entre perfis de recalques - 2ª Etapa de Escavação. Fonte: Santos (2007).

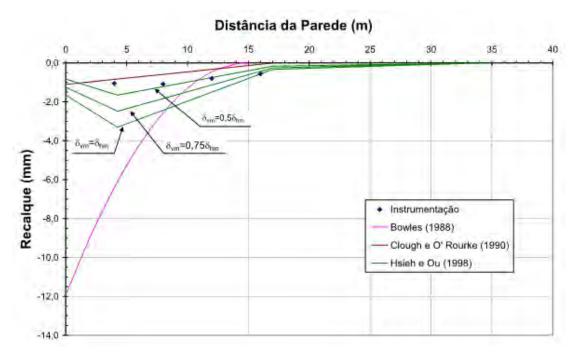


Figura 74 - Comparação entre perfis de recalques - 3ª Etapa de Escavação. Fonte: Santos (2007).

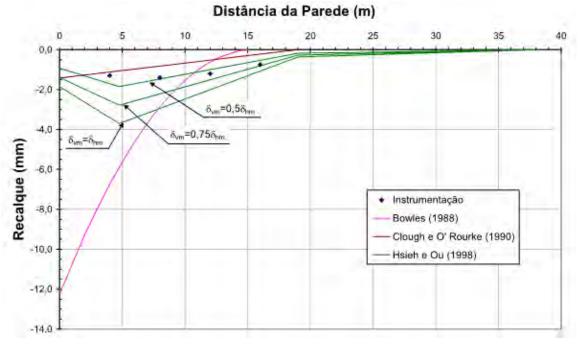


Figura 75 - Comparação entre perfis de recalques - 4ª Etapa de Escavação. Fonte: Santos (2007).

Tabela 15 – E	stimativa do volun	ne de bacia de 1	recalques. Fonte:	Santos, 2007.

Volume de Bacia de Recalque (m³)						
	Instrumentação	Bowles (1988)	Clough e O'Rourke (1990)	Hsieh e Ou (1998)		
Etapa 1	0.0070	0,0093	0,0030	0,0022		
	0,0078			0,0044		
Etapa 2 0,0090	0.0000	0,0410	0,0049	0,0109		
	0,0090			0,0218		
Etapa 3	0,0147	0,0630	0,0094	0,0179		
	0,0147			0,0359		
Etapa 4	0,0225	0,0654	0,0133	0,0229		
				0,0459		

De acordo com Santos (2007) o método empírico que mais se aproximou com os dados de campo foi o método Hsieh e Ou (1998), portanto, esse método será apresentado a seguir.

Método de Hsieh e Ou (1998):

O método proposto por Hsieh e Ou (1998) é um complemento ao estudo de Ou et al. (1993) sobre perfis de recalques provocados por escavações. Os perfis típicos de recalques podem ser designados como "spandrel" e côncavo (vide Figura 76) (SANTOS, 2007).

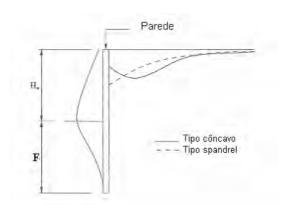


Figura 76 – Perfis tipo côncavo e tipo "spandrel". Fonte: Hsieh e Ou (1998) apud Santos (2007).

A proposta para o tipo "spandrel" continuou a mesma estabelecida por Ou et al (1993). Entretanto, para o tipo côncavo Hsieh e Ou (1998) fixaram a profundidade de escavação (He),

ao invés do comprimento total da parede (He + f) estabelecido por Ou et al (1993) (SANTOS, 2007).

• Perfis tipo "spandrel":

Os perfis tipo "spandrel" de vários casos de obra situam-se numa faixa relativamente estreita, mesmo sendo diferentes as condições do subsolo, geometria da escavação e sistema de suporte lateral da parede (Figura 77). Através dessa observação Hsieh e Ou (1998) determinaram duas curvas, a curva a-d-c e a curva a-b-c. A curva a-d-c foi determinada através de regressão linear com coeficiente de regressão de 0,949, já a curva a-b-c foi determinada através da média considerando ainda um desvio padrão. Com isso, Hsieh e Ou (1998) determinaram as seguintes equações (SANTOS, 2007):

$$\delta_v = \left(-0.636 \sqrt{\frac{d}{H_c}} + 1\right) \delta_{vm} \quad \text{para} \frac{d}{H_e} \le 2e \tag{88}$$

$$\delta_v = \left(-0.171 \sqrt{\frac{d}{H_c}} + 0.342\right) \delta_{vm} \text{ para } 2 < \frac{d}{H_e} \le 4$$
 (89)

Sendo:

H_e – profundidade de escavação;

d – distância da parede;

 δ_v – recalque superficial a uma distância d da parede;

 δ_{vm} – deslocamento vertical máximo.



Figura 77 - Perfil tipo "spandrel". Fonte: Hsieh e Ou (1998) apud Santos (2007).

Foi observado por Hsieh e Ou (1998) que a extensão da zona ativa, atrás da parede, pode ser considerada igual à profundidade da parede. Além disso, a razão entre a profundidade da parede e a profundidade da escavação varia de 1,6 a 2,2 nos casos de obra analisados dependendo da estratigrafía do solo. Com isso, a zona de influência primária e a zona ativa devem ter extensões equivalentes (SANTOS, 2007).

• Perfis tipo côncavo:

De acordo com Santos (2007) apud Hsieh e Ou (1998), para perfis tipo côncavo é necessário conhecer-se a faixa de influência, o recalque na face da parede e a locação do maior recalque de forma a definir completamente o perfil de recalque. Em relação a localização do maior recalque, Hsieh e Ou (1998) apud Ou et al (1993) e Nicholson (1987) verificaram que a distância, a partir da face da parede, onde ocorre o maior recalque é igual à metade da profundidade onde ocorre o maior deslocamento horizontal da parede. Segundo Santos (2007), a maior parte dos casos reportados de perfil tipo côncavo, o maior deslocamento lateral ocorreu junto ao nível da escavação, chegando, portanto, a localização do maior recalque num valor de $H_e/2$. Em relação ao recalque na face da escavação, Hsieh e Ou (1998) sugerem a adoção de $0.5 \delta_{vm}$ (SANTOS, 2007).

Hsieh e Ou (1998) apud Santos consideram que diferentes escavações e procedimentos de instalação de escoramentos resultarão na mesma zona ativa, ou seja, na mesma resultante, baseados no princípio de Saint Venant. Estas diferentes escavações e procedimentos de escoramento devem resultar em diferentes estados de tensões para o maciço de solo junto à parede e, conseqüentemente, diferente tipos de perfis de recalque. Entretanto, diferentes escavações e procedimentos de escoramento devem ter pequena influência no estado de tensões no maciço afastado da parede. Assim, os recalques devem ser os mesmos em tais circunstâncias. A zona de influência secundária pode ser considerada suficientemente afastada da parede e pouco afetada pela distribuição do carregamento, baseando-se no princípio de Saint Venant. Com isso, Hsieh e Ou (1998) considerou a como iguais nos dois tipos de perfis a extensão e o valor dos recalques da zona de influência secundária. Chegando, então, a conclusão de que o recalque é igual a $0,1~\delta_{vm}$ (ponto b-Figura~77) a uma distância 2He e praticamente desprezível a 4He. De acordo com Santos (2007), Hsieh e Ou (1998) consideraram linear o comportamento entre os trechos por simplificação, apresentando a Figura~78 para a previsão do perfil de recalque tipo côncavo (SANTOS, 2007).

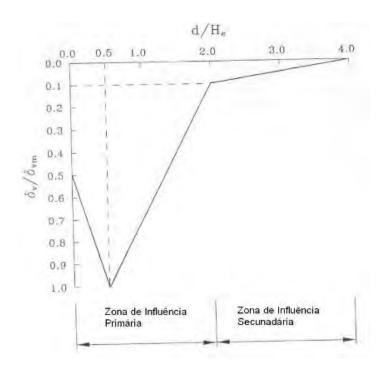


Figura 78 – Perfil tipo côncavo. Fonte: Santos (2007) apud Hsieh e Ou (1998).

Segundo Santos (2007), Hsieh e Ou (1998) propõem que a áreas correspondentes à parcela do deslocamento da parede em balaço (A_c) e originário da movimentação profunda (A_s) sejam diferenciadas. Sendo a área em balanço (A_c) definida como (SANTOS, 2007):

$$A_{c} = M\acute{a}x (A_{c1}, A_{c2}) \tag{90}$$

Onde:

A_{c1} – Área da componente "em balanço" do primeiro estágio.

 $A_{c2}-$ Área da componente "em balanço" do estágio final da escavação.

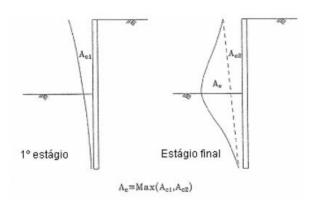


Figura 79 – Áreas das componentes em balanço e profunda. Fonte: Hsieh e Ou (1998) apud Santos (2007).

Segundo Santos (2007), observa-se que o perfil do tipo côncavo ocorre para $A_s \ge 1,6$ A_c , através dos casos de obra estudados por Ou et al (1993), Hsieh e Ou (1998) e Clough e O'Rouke (1990) (SANTOS, 2007).

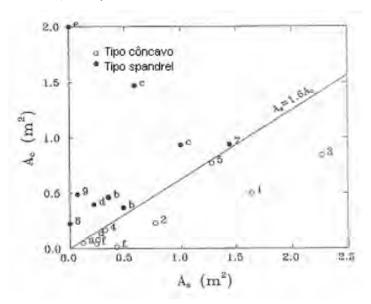


Figura 80 – Relação entre A_s e A_c. Fonte: Hsieh e Ou (1998) apud Santos (2007).

De acordo com Santos (2007), Hsieh e Ou (1998) ressaltam que o valor do recalque superficial máximo (δ_{vm}) pode ser estimado em função do valor do deslocamento máximo da parede (δ_{hm}). A Figura 81, segundo Santos (2007), apresenta valores de δ_{vm} compreendidos entre 0,5 δ_{hm} a 0,75 δ_{hm} com limite superior de $\delta_{vm} = \delta_{hm}$.

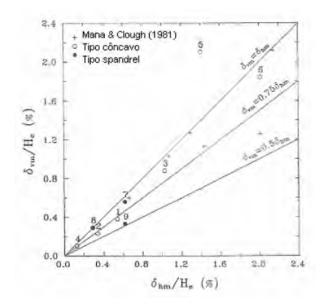


Figura 81 - Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} . Hsieh e Ou (1998) apud Santos (2007).

O procedimento estabelecido por Hsieh e Ou (1998) para a previsão de recalques foi o seguinte (SANTOS, 2007):

- 1) Proceder à previsão da máxima deformação lateral da parede δ_{hm} , utilizando análises de deformação lateral, seja pelo Método de Elementos Finitos, seja por métodos baseados em vigas sobre base elástica.
- 2) Determinar o tipo de perfil esperado para o recalque, calculando a área da bacia de deflexão horizontal tipo balanço (A_c) e a área da deflexão horizontal profunda da parede (A_s) – Figura 79 e Figura 80.
- 3) Estimar o valor máximo do recalque superficial (δ_{vm}) com base na relação $\delta_{vm} = f(\delta_{hm})$ Figura 81.
- 4) Calcular o recalque superficial para as várias distâncias à parede, de acordo com as Figura 77 ou Figura 78.

4.5 Estabilidade

As verificações para estabilidade geral, ruptura hidráulica, estabilidade de fundo e estabilidade, também são necessários nos cálculos da parede de contenção. Não se sabe a princípio qual o mecanismo de ruptura mais crítico para o sistema solo-parede de contenção-escoramento, por isso, analisam-se vários mecanismos de ruptura considerados viáveis isoladamente e garante-se uma segurança adequada da obra contra cada um deles (TACITANO, 2006).

4.5.1 Estabilidade Geral

Ruptura geral de uma parede de contenção consiste na ocorrência de um mecanismo de ruptura associado à rotação de um corpo rígido em torno de um ponto, com a superfície potencial de ruptura passando abaixo do "pé" da ficha (Figura 82) (TACITANO, 2006).

De acordo com Tacitano (2006), a verificação quanto à estabilidade geral consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço, onde a parede de contenção é um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como corpo rígido. Essa verificação consiste em se garantir um fator de segurança adequado à rotação de uma massa de solo que se desloque ao longo de uma superfície cilíndrica, normalmente adotada

com diretriz circular. A Figura 82 apresenta esquematicamente uma superfície potencial de ruptura.

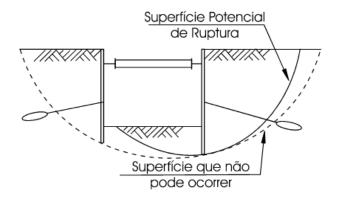


Figura 82 - Superfícies potenciais de ruptura geral. Fonte: Marzionna et al (1996) apud Tacitano (2006).

4.5.2 Erosão interna ("piping")

Este é um fenômeno que pode ocorrer em condições onde a parede de contenção o nível d'água externo está acima da cota de escavação e o subsolo na região do fundo da vala é constituído por camada de areia, e não se tenha um sistema específico de controle do fluxo d'água (TACITANO, 2006).

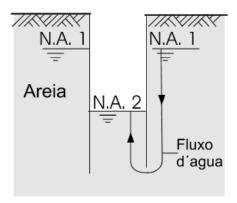


Figura 83 – Fenômeno de "piping". Fonte: Marzionna et al (1996) apud Tacitano (2006).

4.5.3 Estabilidade de fundo

Este fenômeno ganha maior importância quando o fundo da escavação se encontra em argila mole, não se revelando condicionante do projeto para os outros tipos de solo. O mecanismo associado à estabilidade de fundo pode ser assemelhado à ruptura de fundação

direta. A Figura 84 apresenta um esquema do mecanismo de ruptura de fundo (TACITANO, 2006).

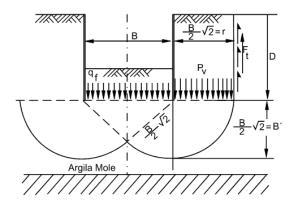


Figura 84 - Estabilidade do fundo da escavação. Fonte: Marzionna et al. (1996) apud Tacitano (2006).

4.5.4 Considerações sobre a ficha

Considera-se, segundo Tacitano (2006), como sendo a "ficha necessária" o menor comprimento da parede de contenção enterrado no solo, abaixo da cota final de escavação que garanta uma segurança à obra. Por isso, as verificações e cálculos mínimos são necessários:

- Estabilidade geral;
- Ruptura hidráulica;
- Estabilidade de fundo;
- Estabilidade da parede (plastificação do solo na região da ficha);
- Cálculo dos esforços solicitantes no sistema de escoramento;
- Deslocamentos à superfícies.

A ficha da parede de contenção pode vir a ser condicionada por outros fenômenos em decorrência da concepção estrutural das obras, provisória ou permanente, e das condições hidrogeológicas da região, como a ação de cargas verticais – caso em que a parede deverá ser verificada como elemento de fundação, sujeita às restrições comuns de capacidade de carga e recalques (TACITANO, 2006).

Mostra-se a seguir os motivos que conduzem ao emprego de ficha nas paredes de contenção (TACITANO, 2006):

1. <u>Estabilidade geral:</u> caso a segurança da contenção sem ficha fosse insuficiente, o seu emprego faria com que houvesse um crescimento do fator de segurança, desde que o solo abaixo da escavação não apresentasse parâmetros de resistência muito baixos,

como é o caso de argilas moles. Para estes casos o emprego de fichas que parem nestas camadas de baixa resistência pouco auxilia no aumento do fator de segurança. Entretanto, pode-se conseguir um aumento do fator de segurança mais significativo com o emprego de uma força externa convenientemente aplicada à parede proveniente do escoramento. Portanto, este não parece um argumento decisivo para o emprego de fichas em paredes de contenção;

- 2. Condições hidrogeológicas: para situação em que a obra tenha problemas de liquefação, ou seja, carreamento de partículas devido à percolação d'água, o emprego de ficha na parede de contenção tem como função a criação de um obstáculo para a percolação da água, aumentando o seu caminho de percolação e diminuindo o gradiente ao longo do percurso e se não eliminando o carreamento de material, pelo menos diminuindo a sua intensidade e permitindo um controle mais fácil. Este motivo justifica a utilização de ficha nas paredes de contenção;
- 3. Estabilidade de fundo: a ficha da parede de contenção pode vir a desempenhar papel essencial à estabilidade da estrutura quando há necessidade de se garantir um efeito de profundidade para melhorar, isto é, aumentar a capacidade de carga do solo. Porém, para que isso ocorra é necessário que a ficha resista como elemento estrutural;
- 4. Estrutural: a não utilização da ficha na parede de contenção faz com que exista sempre um balanço na parede de contenção, da última estronca ou tirante até o fundo da vala, que resista às tensões do solo. O comprimento deste balanço pode ser tal que os esforços solicitantes nele atuantes sejam os condicionantes da parede de contenção e muito maiores que os demais atuantes no resto da parede. Para a diminuição desses esforços é necessário o emprego de ficha na parede de contenção, a qual buscará reação no solo abaixo da escavação reduzindo os esforços solicitantes e conseqüentemente resultando em economia.

4.6 Efeito da temperatura

O efeito da temperatura nas paredes diafragmas introduz acréscimos de cargas nas estroncas dos níveis intermediários, estes acréscimos devem ser superpostos àqueles provenientes da dilatação térmica das estroncas. O modelo matemático elaborado por Massad (1978) ignorou este efeito, porém o mesmo procurou fazer uma breve e paralela avaliação

quantitativa do mesmo, recorrendo-se ao Método dos Elementos Finitos e os estudos analíticos desenvolvidos por Westergaard (1926) para pavimentos de concreto sujeitos a variações térmicas (TACITANO, 2006).

Hipóteses concernentes à variação da temperatura nas paredes diafragmas:

De acordo com Massad (1978) apud Tacitano (2006), admite-se que a temperatura do solo em contato com o concreto permanece constante, com um valor de 20°C. A temperatura na face externa da parede em contato com o ar ambiente tornar-se-á com um valor de 40°C no plano da superfície do terreno, diminuindo-a linearmente até 30°C (1ª hipótese) ou 20°C (2ª hipótese) na posição do fundo da vala.

Segundo Tacitano (2006), a forma de variação de 40°C a 20°C, 2ª hipótese, coincide aproximadamente com aquela observada nas estroncas dos diversos níveis de uma das seções experimentais, com paredes rígidas estudadas. Como os raios solares incidem sobre as estroncas com um ângulo muito maior do que nas paredes diafragmas considera-se, esta hipótese bastante severa e, então, a favor da segurança.

As hipóteses adotadas quanto aos incrementos de temperatura foram as seguintes (TACITANO, 2006):

- Gradientes de temperatura constantes ao longo da espessura da parede;
- Incrementos de temperatura nulos na interface concreto-solo;
- Incrementos de temperatura decrescendo linearmente com a profundidade na face da parede exposta ao ar.

Aplicação do Método dos Elementos Finitos:

Analisou o comportamento de pavimentos de concreto sujeitos a variações de temperatura, introduziu-se o Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo, conforme expressão abaixo (TACITANO, 2006):

$$M = \sqrt[4]{\frac{E_c h^8}{12(1 - v_c^2)E_8 t}}$$
 (91)

Onde:

E_c – módulo de deformabilidade;

 v_c – coeficiente de Poisson;

h – espessura da parede contínua de concreto;

E_s – módulo de deformabilidade do solo;

t – espaçamento entre estroncas (em planta).

Segundo Tacitano (2006), uma vez formulado matematicamente o problema, foram utilizados elementos finitos isoparamétricos retangulares para a parede de contenção e solo, passou-se a uma aplicação prática. Fixou-se o parâmetro $\eta = 1,0$ e a espessura da parede de escoramento em h = 1,0m, e permitiu-se que M variasse de 0,5m^{1/2}, que corresponde a paredes mais flexíveis, a 2,0m^{1/2}, paredes mais rígidas.

Resultados obtidos:

As linhas elásticas para as duas hipóteses de variação da temperatura são mostradas na Figura 85, observa-se que é um caso em que a rigidez da parede é bastante elevada e a estronca superior é aliviada de uma parcela de sua carga inicial, enquanto que a inferior é aumentada (TACITANO, 2006).

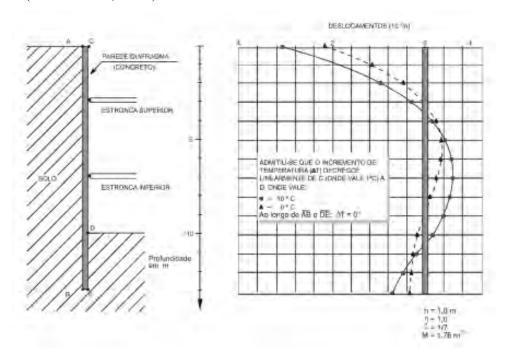


Figura 85 - Linha elástica da parede diafragma ao longo de CDE, considerando apenas o efeito da temperatura. Fonte: Massad (1978) apud Tacitano (2006).

Os aumentos ou alívios de carga nas estroncas devem ser superpostos às forças préexistentes de compressão, ao empuxos de terra e aos incrementos de carga devidos ao efeito da dilatação térmica das estroncas. Enfatizando que somente a parede de escoramento sofre os efeitos da dilatação térmica (TACITANO, 2006).

A Figura 86, segundo Tacitano (2006), apresenta valores dos incrementos de carga nas estroncas do nível inferior, em função do Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo.

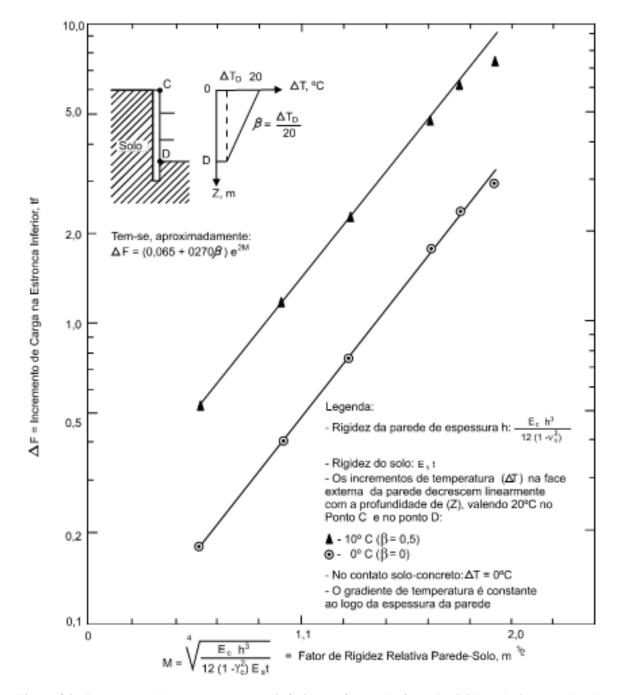


Figura 86 – Incremento de carga na estronca inferior em função do fator de rigidez relativa parede-solo, quando apenas a parede contínua de escoramento está sob efeito da temperatura. Fonte: Massad (1978) apud Tacitano (2006).

À seção experimental do Bloco 17, paredes rígidas, segundo Tacitano (2006), correspondem os seguintes valores:

- $\xi = 1/5$ a 1/10 ou M = 1,47 a 1,24 m^{1/2};
- Incrementos relativos de temperatura iguais a 1 e 0,80 para estroncas do nível superior e inferior, respectivamente;
- Gradiente na estronca inferior, em final de escavação, de 0,85 t/°C.

De acordo com Tacitano (2006), para um incremento de temperatura de 40°C na estronca superior, tem-se, na estronca inferior, um incremento de carga de:

$$(40 \times 0.80) \times 0.85 = 27 t \tag{92}$$

Os incrementos de carga advindos apenas do efeito da temperatura na parede de escoramento variam de 2,4 a 4,0 t, na hipótese mais severa de incrementos de temperatura (β = 0,5), significa aumentos de 9% a 15% quando comparados com os incrementos de carga resultantes só do efeito da dilatação térmica das estroncas.

As hipóteses não ocorrem na prática como se supôs no modelo matemático, não somente no que se refere à forma de variação dos incrementos de temperatura com a profundidade, na face exposta do concreto, como também pela assimetria e não simultaneidade do aquecimento das paredes. Portanto, Massad (1978) sugere que a redução nos gradientes máximos não seja aplicada no caso de paredes rígidas (TACITANO, 2006).

4.7 Segurança estrutural

4.7.1 Teoria de estados limites

Podem-se classificar as teorias de estados limites aquelas que focalizam estados limites de ruptura, correspondestes a condições de colapso, e as que enfocam condições limites de utilização e que dependem, portanto, da magnitude dos deslocamentos associados (TACITANO, 2006).

A escolha da formulação mais adequada à estrutura em questão é função de vários fatores. As teorias de estados limites de ruptura referem-se às características e tipo da estrutura, o que implica sua capacidade de atender ou não as condições de deformações

mínimas (CDM). Atendem as condições de deformações mínimas os muros de arrimo com fundação direta como os de gravidade, os muros de flexão, os muros mistos, os de contrafortes, os muros de gabiões, os "crib walls". Entretanto, as estruturas dispostas sobre fundações profundas ou quando são "atirantadas" deixam de atender as condições de deformações mínimas. As cortinas rígidas ou flexíveis, os escoramentos, as estacas pranchas, paredes-diafragmas e as estacas justapostas não atendem as condições de deformações mínimas. As teorias de Estados Limites de Ruptura deveriam ter aplicação exclusiva a contenções que atendem as CDM e as teorias de Estados Limites de Utilização a estruturas que não atendem às CDM (TACITANO, 2006).

Teorias de estados limites de ruptura

As teorias de estados limites de ruptura são aplicáveis a estruturas que satisfazem Condições de Deformações Mínimas (CDM) exigíveis ao desenvolvimento completo de estados de tensão de cedência no solo (plastificação do solo) como os estados de Rankine, ativo ou passivo. São teorias que possibilitam o cálculo dos empuxos laterais de solo sobre as estruturas de contenção, e que adotam a hipótese de que o terreno esteja em condição de ruptura, isto é, condição de equilíbrio plástico (TACITANO, 2006).

A teoria mais famosa da classe de soluções exatas é a de Rankine para mobilização de um estado geral ou local (cunha) de plastificação. Isto ocorre pela translação ou rotação da estrutura vertical de contenção. Atinge-se um estado limite descrito, algumas vezes por estado de "Equilíbrio Limite" (TACITANO, 2006).

"Chama-se Equilíbrio Limite o estado que resulta da satisfação simultânea das condições de equilíbrio e de ruptura. O critério de ruptura mais comumente utilizado, na prática, é o de Mohr-Coulomb" (TACITANO, 2006).

Destacam-se, segundo Tacitano (2006), as soluções numéricas como o método usado por Sokolovsky (1965) apud Ranzini e Negro (1996) que é o método das características de tensões. Supõem-se, inicialmente, que todas a massa de solo em deformação plana esteja em condição de Estado Limite de Ruptura. Wroth (1972), apud Ranzini e Negro (1996), mostrou que é possível estender este método às condições de mobilização parcial da resistência do solo, o que permitiria seu uso para estruturas que não satisfazem condições de deformação mínimas.

Os teoremas da plasticidade e os teoremas dos Limites Inferior e Superior são, também, chamados de Teorema Estático e Cinemático, respectivamente. Esses teoremas permitem

soluções que se designam por Análise Limite para cálculo das cargas de colapso em estruturas de contenção (TACITANO, 2006).

A teoria de Coulomb é a mais conhecida dentre as soluções não rigorosas. A solução é considerada não rigorosa por desprezar o efeito do atrito contenção-solo na rotação das tensões principais. Este efeito é mais pronunciado no modo passivo de ruptura que no ativo, tendendo a curvar a superfície de ruptura, o que é desprezado por Coulomb conforme Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006).

Teorias de estados limites de utilização

Aplica-se a estruturas que não satisfazem condições de deformações mínimas (NCDM) e que, portanto, envolvem plastificação parcial do solo (regime elastoplástico) ou não envolve plastificação (regime elástico). São subdivididos em quatro subgrupos de teorias (TACITANO, 2006).

O primeiro subgrupo, segundo Tacitano (2006), envolve soluções exatas, obtidas analiticamente, como a de Finn (1963), apud Ranzine e Negro (1996), que permite o cálculo dos empuxos num muro de arrimo que translada ou roda ao redor do topo, contendo um maciço elástico linear.

O segundo subgrupo, segundo Tacitano (2006), inclui soluções numéricas de forçasdeslocamentos como as de molas, as de elementos finitos e as de diferenças finitas. Permitem a adoção de leis constitutivas quaisquer, lineares ou não lineares. Possibilitam o cálculo evolutivo da estrutura de contenção que levam em conta a não linearidade geométrica permitida pelas análises incrementais.

O terceiro subgrupo, segundo Tacitano (2006), inclui os métodos semi-empíricos, que utilizam alguma formulação teórica aproximada, não rigorosa, associada a elementos e dados extraídos de ensaios em modelos reduzidos, ou até mesmo de observações em protótipos. Incluem-se a Teoria Geral das Cunhas de Terzaghi (1941) e as Teorias de Cortinas Atirantadas (Terzaghi, Rowe, Blum). Enquadram-se neste subgrupo os métodos da viga contínua, o Free e o Fixed Earth Support.

O quarto subgrupo, segundo Tacitano (2006), corresponde a todos os procedimentos empíricos que se baseiam em dados de observação de empuxos em contenções de valas escoradas. É o caso dos diagramas de envoltória de empuxos para argilas e areias, de Terzaghi e Peck (1967), de Peck (1969), Guerra (1982) e para solos lateríticos de Massad et al. (1985).

4.7.2 Verificação de estados limites

As verificações de estados limites últimos (ELU) e de estados limites de serviço (ELS) tem uma abordagem diferente dos conceitos do estado limite de ruptura e do estado limites de utilização apresentados anteriormente (TACITANO, 2006).

Verificação de estados limites últimos (ELU)

O objetivo, dessas verificações, é garantir uma margem mínima de segurança em relação a Estados Limites Últimos, ou seja, estados em que é esgotada a capacidade resistente ou a estabilidade de parte ou do conjunto todo, terreno e estrutura. As verificações para possíveis modos de falha em paredes de contenção são (TACITANO, 2006):

- Estabilidade global;
- Estabilidade local da ficha (empuxo passivo) giro da estrutura;
- Estabilidade de fundo;
- Estabilidade hidráulica de fundo;
- Resistência do paramento à flexão e ao cisalhamento;
- Resistência das estroncas à flexo-compressão;
- Resistência dos tirantes à tração;
- Estabilidade da contenção atirantada (resistência do bulbo);
- Verificação local do apoio, contra o paramento, de estroncas/tirantes (punção).

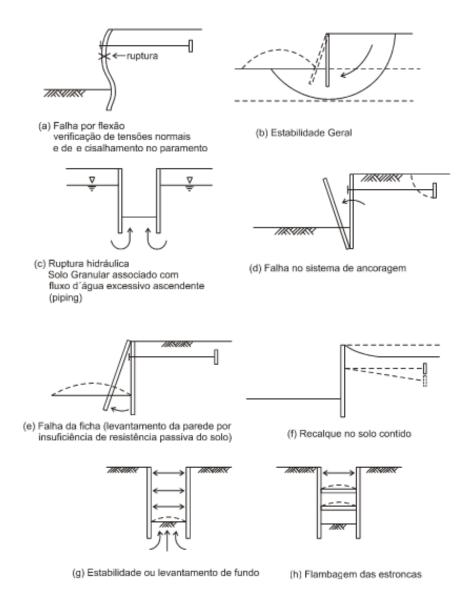


Figura 87 – Modos de falha de uma parede de contenção. Fonte: Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006).

Verificação de estados limites de serviço (ELS)

O objetivo, dessa verificação, é garantir uma margem mínima de proteção em relação a estados limites de serviço, ou seja, estados em que as especificações de desempenho em serviço deixam de ser atingidas. As verificações são, segundo Tacitano (2006):

- Verificação dos recalques nas áreas lindeiras, decorrentes de escavação e rebaixamento do NA;
- Verificação de deslocamentos horizontais excessivos na parede e escoramento;
- Verificação do nível d'água dentro da vala;

- Verificação de vibrações geradas nas edificações lindeiras por cravação de estacas ou escavação a fogo (desmonte de rocha);
- Verificação das consequências de eventuais tratamentos nas utilidades/edificações lindeiras, como injeção do terreno, injeção do bulbo de tirante, execução de "jet grounting" em terreno sensível, e congelamento e descongelamento do terreno.

4.7.3 Fatores de segurança para estabilidade

De acordo com Tacitano (2006), um procedimento que vem ganhando aceitabilidade do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (CEEA) é aplicar um fator de segurança para os parâmetros de resistência do solo φ e c, enquanto usam-se melhores estimativas para outras quantidades. A prática corrente é avaliar os empuxos passivos usando valores efetivos (reduzidos) de φ e c. Isto porque, os empuxos passivos são um pouco mais difíceis de desenvolverem totalmente do que os empuxos ativos. Os valores efetivos são (TACITANO, 2006):

$$tg\emptyset_{ef} = \frac{tg\emptyset}{CS} \tag{93}$$

$$c_{ef} = \frac{c}{cs} \tag{94}$$

Para empuxos ativos é considerado suficiente o fator de segurança de valor igual a 1, a não ser que deformações da contenção sejam restringidas (TACITANO, 2006).

De acordo com Tacitano (2006), para evitar a composição de fatores de segurança, as estacas-prancha e as longarinas são projetadas para resistirem a esforços produzidos por empuxos de terra com fator de segurança igual a 1 para empuxos ativos e passivos. Fang (1991), citado por Tacitano (2006), ressalta que a sobreposição de fatores de segurança usada no dimensionamento geométrico, combinado com aqueles usados no dimensionamento estrutural, leva a um dimensionamento conservativo.

O reconhecimento dos estados limites é importante para a mecânica dos solos, segundo Clayton et al. (1993) citado por Tacitano (2006). Na mecânica dos solos os dois estados limites comuns que ocorrem são devidos a ruptura devido ao cisalhamento do solo, levando a distorção excessiva da estrutura ou ruína em estruturas de contenção, e o excessivo deslocamento da estrutura, induzindo altas tensões em seus elementos como resultado de movimentos diferenciais e eventuais problemas nas estruturas vizinhas.

4.7.4 Definição dos fatores de segurança

Um único fator de segurança (FS) é normalmente utilizado durante a rotina de cálculo fornecendo uma margem de segurança contra a ruína e manter as deformações dentro de limites aceitáveis, de modo a considerar as incertezas provenientes das ações aplicadas, parâmetros de resistência do solo, condições do nível d'água (NA) e geometria do solo. (Clayton et al. (1993) apud Tacitano (2006)). O Eurocode 7 (EC 7) sugere um modo de cálculo com fatores parciais, onde os fatores nas ações e reações são explicitamente considerados durante o cálculo (TACITANO, 2006).

Na prática há pouca certeza na eficiência dos métodos de projeto correntemente em uso e assim surgem um elevado número de diferentes considerações para a segurança (TACITANO, 2006).

• Fator de segurança sobre o empuxo passivo:

$$\frac{E_p}{FS}$$
 (95)

FS = 2 (BS 8002/94);

 $FS \ge 1.5$ (Canadian Foundation Enginnering Manual);

FS = 1.5 a 2.0 (Teng, 1962).

• Fator de segurança sobre os parâmetros de resistência efetivos passivos:

$$\varphi'_{m} = tg^{-1} \left[\frac{tg\varphi'}{FS} \right] \tag{96}$$

$$\delta'_{m} = tg^{-1} \left[\frac{tg\delta'}{FS} \right] \tag{97}$$

$$\mathbf{c'}_{\mathbf{m}} = \left[\frac{\mathbf{c'}}{\mathbf{FS}}\right] \tag{98}$$

FS = 1.5 a 2.0 para areias;

FS = 1,2 a 1,5 para argilas.

• Fator de segurança sobre todos os parâmetros de resistência, o fator de segurança é aplicado aos empuxos passivos e ativos:

$$\varphi'_{m} = tg^{-1} \left[\frac{tg\varphi'}{FS} \right] \tag{99}$$

$$\delta'_{m} = tg^{-1} \left[\frac{tg\delta'}{FS} \right] \tag{100}$$

$$\mathbf{c'}_{\mathbf{m}} = \begin{bmatrix} \frac{\mathbf{c'}}{\mathbf{FS}} \end{bmatrix} \tag{101}$$

FS = 1,5 (Potts e Burland, 1983).

• Aumento do comprimento da ficha:

$$D = FS_d \times D' \tag{102}$$

FS = 1,2 a 1,4 (Teng, 1962; Ussi, 1975); FS = 1,7 (Tschebotarioff, 1973).

A forma exata de selecionar os parâmetros críticos precisa ser estudada apesar o princípio de estados limites na avaliação de situações críticas é bastante aceito. Deve-se dar preferência aos dados de campo quando estes forem muito bem coletados. Quando não houver tal disponibilidade, dados das normas devem ser utilizados, embora com bastante critério. Estudos mais aprofundados devem ser conduzidos neste aspecto, de modo a aplicar conceitos estatísticos a paredes de contenção que correlacionem os fatores de segurança (FS) aos índices de confiabilidade (β) (TACITANO, 2006).

4.8 Programação

Associado a atividade de projetos, durante a construção, vem ocorrendo um aumento no monitoramento das estruturas, além de usos de ensaios mais sofisticados "in situ" e/ou em laboratório. Apesar de a modelagem numérica ser geralmente mais complexa, segundo Tacitano (2006), tem tornado-se mais frequente em virtude de:

- Vantagens de velocidade, permitindo avaliar várias diferentes opções de projeto;
- A habilidade de fornecer ao projetista previsões que não seriam possíveis através de outros métodos. Em particular, a necessidade de se prever os deslocamentos de solos próximos às escavações em centros urbanos tem sido maior.

Conforme Tacitano (2006), o principal objetivo da análise numérica é determinar os momentos fletores, forças cortantes, deslocamentos no paramento e pressões e forças para que a estrutura possa ser dimensionada a resistir aos esforços nas estroncas/tirantes. Podem ser também utilizados para determinar os deslocamentos na superfície do terreno e no fundo da escavação. De acordo com Tacitano (2006), vários tipos de softwares estão disponíveis comercialmente, que incluem:

- Modelos de Molas de Winkler: na maioria dos programas, cabe ao usuário impor limites ativos e passivos às pressões/forças aplicadas à contenção. Um exemplo deste tipo de programa largamente utilizado no Reino Unido é o WALLAP, enquanto que uma implementação mais sofisticada é proposta pelo programa FREW;
- Modelos Contínuos: estes incluem aproximações pelos Métodos dos Elementos Finitos
 (MEF), Métodos das Diferenças Finitas (MDF) e Métodos dos Elementos de Contorno
 (MEC). Exemplos de pacotes computacionais bastante utilizados no Reino Unido
 incluem CRISP e PLAXIS (MEF), FLAC (MDF) e ICFEP (MEC).

5 ESTUDO DE CASO

O caso analisado foi o colapso da parede diafragma em uma Estação de Tratamento no centro de Bangkok, Tailândia. Este caso foi apresentado no Simpósio Internacional de Túneis e Estruturas Subterrâneas realizado em Bangkok, 2006. Os autores, Thansnanipan, Maung e Tangseng, enfatizaram a importância da sequência executiva e de estruturas temporárias durante a execução de uma parede diafragma.

A estação de bombeamento de entrada (IPS – Inlet Pumping Station) era uma das mais importantes obras de armazenamento e bombeamento de toda água residual para estação de tratamento de esgoto do Projeto de Águas Residuais de Bangkok. O projeto de águas residuais iniciou-se em 1995 e foi completado em 1999. Neste projeto, o contratante principal era responsável tanto pelo projeto quanto pela construção. Engenheiros no projeto atuaram como consultores e representantes do proprietário para revisão conceitual e detalhada do projeto e para supervisionar a construção.

5.1.1 Localização

Bangkok (ou Bancoc) é a capital e maior cidade da Tailândia, também é um importante centro industrial e cultural. Situa-se nas proximidades do Golfo da Tailândia, também conhecido como golfo de Sião, e na margem esquerda do rio Chao Phraya. (wikipédia, acessado 07/09/2011).

A obra da estação de tratamento de esgoto, onde houve o colapso da parede de diafragma da IPS, localiza-se na região central da cidade de Bangkok.



Figura 88 - Mapa da Tailândia (Thailand). Fonte: Google maps.



Figura 89 - Localização de Bangkok. Fonte: Wikipédia.

5.1.2 Projeto

O projeto era conhecido como a "segunda fase do projeto de águas residuais de Bangkok" e era servido pela região central de Bangkok. A IPS tem duas câmaras distintas,

ambas obras subterrâneas, uma câmara de bombeamento e uma câmara de entrada/passagem. A câmara de bombeamento é um eixo circular enquanto a câmara de entrada/passagem tem forma de "caixa" e encontra-se na região norte da câmara de bombeamento. (Thansnanipan et al, 2006).

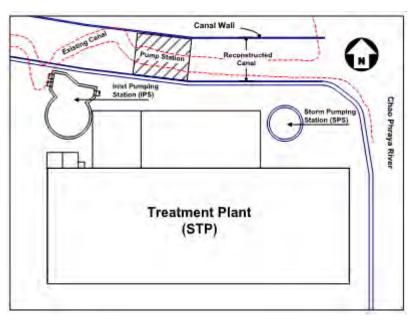


Figura 90 - Layout da Estação de Bombeamento de Entrada (IPS). Fonte: Thansnanipan et al, 2006.

As dimensões da câmara de bombeamento são de 20,3m de diâmetro e tem 20,2m de profundidade. Consiste num poço central de 8,75m de diâmetro e a espessura do anel é de 4,875m. As dimensões previstas da câmara de entrada é 11,5m x 9,0m aproximadamente, para permitir o armazenamento dos esgotos de entrada e armazenamento de telas para filtragem de detritos. A câmara de passagem é adjacente a câmara de entrada e é dividida por uma parede de concreto de 19,5 m de altura. A câmara de entrada/passagem tem 3 níveis, a cota da base é a 19,5m de profundidade. Os níveis 1 e 2 encontram-se na profundidade de 10,5m e 5,5m. A laje do térreo encontra-se a 1m de profundidade. Na câmara de entrada estão conectados dois túneis de 2,25m de diâmetro para entrada da água e um túnel de saída interligando a estação de bombeamento de água pluvial (SPS – Storm Pumping Station), poço circular com 15m de diâmetro, que também foi construído por uma parede diafragma moldada in loco. (Thansnanipan et al, 2006).

A limitação de espaço necessitava de uma parede diafragma com concreto reforçado com 1,0 m de espessura e 25m de profundidade como estrutura permanente da IPS. As paredes diafragma também foram usadas com estrutura de contenção durante a escavação de

22m de profundidade. Os painéis da parede tinham comprimentos de 2,5m a 3m e foi utilizado lama bentonítica na sua construção. (Thansnanipan et al, 2006).

Durante a escavação da IPS foram projetados escoramentos temporários em 5 níveis para suportar a porção retilínea e 5 níveis adicionais para o encontro da estrutura circular com a estrutura retilínea. Foram instalados quatro inclinômetros nos pontos críticos da parede diafragma para observar os deslocamentos durante a escavação. (Thansnanipan et al, 2006).

5.1.3 Características Geotécnicas

O solo da região do colapso tem uma camada de argila muito mole de aproximadamente 2 a 3m. A camada de argila muito mole se estende para área residencial (região oeste). Quando o começou a construção do projeto, toda a camada de argila mole foi retirada até os limites da propriedade. Uma camada de areia de aproximadamente 3m de espessura foi colocada no lugar. (Thansnanipan et al, 2006).

Assim, as condições do solo consistem em 3m de areia (aterro), logo em seguida tem uma camada de argila cinza escura, média a mole, até aproximadamente 16m de profundidade. Abaixo dessa argila tem uma camada de argila siltosa muito dura a dura, até a profundidade de 30m. A partir da profundidade de 30m encontra-se uma camada de areia siltosa compacta. A sensibilidade da argila mole a média é da ordem de 2,5 a 6,0. O nível d'água foi encontrado a 21m de profundidade. As propriedades do solo são apresentadas na tabela abaixo:

Tabela 16 – Propriedades do solo. Thansnanipan et al, 2006.

Profundidade [m]		Daniela de Cala	γt	Su
de	Até	- Descrição do Solo	$[kN/m^3]$	$[kN/m^2]$
0	3	Aterro	18	-
3	16	Argila Mole	16	12 - 30
16	20	Argila Siltosa Dura	19	100 - 150
20	30	Argila Siltosa Muito Dura	20	175 - 250
> 30,0		Areia Siltosa Compacta	20	-

5.1.4 Colapso da estação de bombeamento de entrada (IPS)

A construção da parede diafragma e a instalação dos quatro inclinômetros foram terminadas no dia 15 de Janeiro de 1997. Em 8 de Junho os inclinômetros I1 e I2 foram encontrados danificados e não foram reparados, não podendo, então, ser usado para o monitoramento. (Thansnanipan et al, 2006).

A escavação começou em meados de Junho (1997). O guindaste utilizado para a retirada do solo localizava-se perto da zona do colapso. A escavação e a instalação dos suportes foram realizadas passo a passo. Porém, apenas 5 camadas de escoras diagonais, 5 principais e dois de cada cinco suportes intermediários foram instalados. (Thansnanipan et al, 2006).

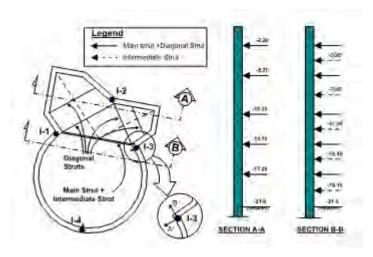


Figura 91 - Sistema de Escoramento Temporário (Projeto Inicial). Fonte: Thansnanipan et al, 2006.

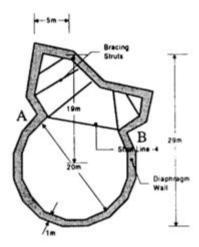


Figura 92 - Sistema de Escoramento Temporário Final. Fonte: Kanok – Nukulchai et al (1998) apud Thansnanipan et al (2006).

Segundo Thansnanipan et al, 2006, foram registrados deslocamentos laterais nos inclinômetros. No eixo A do inclinômetro I3 nota-se que a parede não está suportando as condições enquanto na direção do eixo B a parede está suportando (Figura 93). No entanto, os deslocamentos na direção do eixo A eram consideráveis e os escoramentos mostravam-se ineficientes. Os dois deslocamentos diferentes indicavam que o encontro entre a parede reta e a circular encontrava-se em torção. (Thansnanipan et al, 2006).

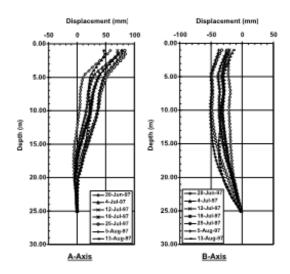


Figura 93 - Leitura do inclinômetro I3. Fonte: Thansnanipan et al (2006).

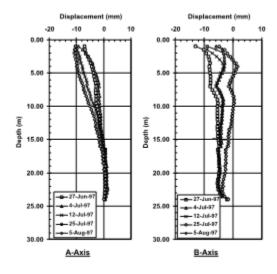


Figura 94 - Leitura do inclinômetro I4. Fonte: Thansnanipan et al (2006).

Com o aparecimento das rachaduras os executores instalaram o restante do escoramento, porém já muito tarde. Ocorreram mais rachaduras e ruídos foram ouvidos. A parede já se encontrava no estágio final da escavação e apenas tinham instalados dois das

cinco camadas de escoras intermediárias. A Figura 95 foi fotografada um dia antes do colapso. O colapso ocorreu na manhã do dia 17 de agosto de 1997. (Thansnanipan et al, 2006).

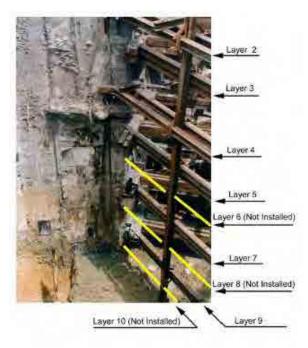


Figura 95 - Sistema de escoramento um dia antes do colapso. Fonte: Thansnanipan et al (1997) apud Thasnanipan (2006).

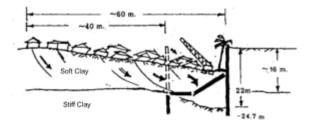


Figura 96 – Esquema da zona de ruptura. Fonte: Phien-Wej et al (1997) apud Thansnanipan et al (2006).



Figura 97 - Foto do colapso da parede. Fonte: Thasnanipan (1997) apud Thansnanipan et al (2006).

Observa-se nas figuras que toda a massa de solo entrou no poço da parede diafragma, provavelmente o colapso ocorreu pela ruptura da superfície de estabilidade global.

Casas adjacentes foram destruídas e desabaram dentro do poço. Felizmente não houve nenhuma perda humana devido à sirene alertando as pessoas e trabalhadores do colapso iminente. (Thansnanipan et al. 2006).

5.1.5 Causas do Colapso

De acordo com Thansnanipan et al, 2006, as causas do colapso foram investigadas em várias partes envolvidas. As causas preliminares consideradas foram:

- Forma inapropriada para estrutura permanente;
- Fracasso da parede diafragma;
- Falha na execução do escoramento temporário durante a escavação;
- Falha devido ao fraco desempenho durante os trabalhos temporários.

As três principais causas consideradas foram: a forma inapropriada da IPS, fracasso da parede diafragma e o escoramento temporário impróprio. (Thansnanipan et al, 2006).

No que diz em respeito a forma inapropriada do IPS, uma estrutura semelhante foi concluída com êxito em Frankfurt, Alemanha (apud Katzenbach et al. 1998). A escavação foi de aproximadamente 20m de profundidade e também foi utilizado um sistema de escoramento temporário. (Thansnanipan et al, 2006).



Figura 98 – Parede Diafragma construída em Frankfurt (formato semelhente ao da IPS). Fonte: Katzenbach et al (1998) apud Thansnanipan et al (2006).

Há evidencias que indicam que o colapso da IPS não foi causado pela parede diafragma. Os resultados da análise do muro projetado, realizado tanto pelo projetista quanto pelo subempreiteiro da parede diafragma, revelou que as especificações de construção estavam em conformidade com projetos similares construídos em Bangkok. Além disso, nenhum defeito ou vazamento foi encontrado nas paredes expostas. Phien-Wej & Sriruanthong (1999) relataram que na profundidade final da reconstrução da IPS, a base da parede diafragma na zona de colapso foi encontrada na posição original. (Thansnanipan et al, 2006).

Resultados de uma análise realizada pelos Métodos dos Elementos Finitos (FEM – Finite Element Method), concluiu que a escora principal que suportava as bordas da parte circular foi demasiadamente solicitada. O relatório também afirmou que este escoramento teria alcançado progressivamente sua capacidade no início do colapso e pode ter se tornado totalmente ineficaz. Isto foi claramente indicado pelas fotografías tiradas apenas um dia antes do colapso (Figura 99). (Thansnanipan et al, 2006).



Figura 99 – Más condições de instalação do escoramento. Fonte: Thansnanipan et al (1997) apud Thasnanipan (2006).

A Figura 99 mostra a separação das vigas e escoras construídas, a qual deve ter reduzido a capacidade monolítica da seção em 30%. As três escoras intermediárias requerida na borda da seção circular não estavam presentes, apesar de a escavação ter atingido a profundidade final. Este escoramento inapropriado também contribuiu nas trincas observadas na trave de nivelamento. Além disso, deslocamentos laterais nas paredes, mostrada pelo inclinômetro I3 indicava que a parede estava em balanço. O comportamento da parede não refletia com o comportamento previsto devido ao ineficiente sistema de escoramento. (Figura 100). (Thansnanipan et al, 2006).

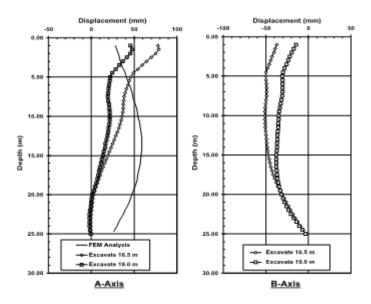


Figura 100 – Previsão x Comportamento real da parede no inclinômetro I3. Fonte: Thansnanipan et al, 2006.

A sequência de escavação apropriada foi ignorada. A escavação dentro do recinto circular (Figura 101) deveria ter sido realizada depois dos escoramentos necessários estivessem nos seus respectivos lugares e o solo dentro do perímetro reto da parede diafragma tivesse sido escavado. Então, o sistema de escoramento podia ser instalado corretamente para neutralizar o empuxo desenvolvido nas bordas entre o recinto circular e a parede reta. Além disso, a Figura 102 mostra que a escavação foi realizada sem o sistema de suporte completo, isso a uma profundidade de 10m. As fotos abaixo indicam que a sequência de escavação apropriada não foi seguida desde o início do processo de escavação, sendo o colapso a consequência disto. (Thansnanipan et al, 2006).



Figura 101 - Escavação sem escoramento. Fonte: Thansnanipan et al, 2006.



Figura 102 - Escavação com o escoramento incompleto. Fonte: Thansnanipan et al, 2006.

5.1.6 Reconstrução

A reconstrução da Estação de Bombeamento de Entrada iniciou-se no fim de 1997. O processo consistiu na construção de uma parede diafragma externa ao local do colapso. O trabalho de reconstrução foi concluído com êxito através de um sistema de escoramento e instrumentação adequados. (Thansnanipan et al, 2006).

A parede de diafragma não pode ser construída em outro lugar devido à presença de outras estruturas associadas. Antes da construção da parede diafragma externa, foi utilizado a técnica do Jet Grouting para estabilizar o solo ao redor da área do colapso (Figura 103). O jet grouting foi utilizado para estabilizar a argila mole até aproximadamente 16m de profundidade. (Teparaksa et al, 1999).

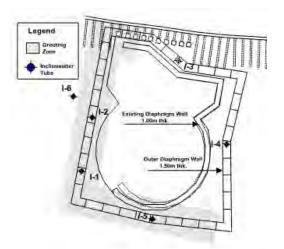


Figura 103 – Locação dos inclinômetros e da região do Jet Grouting. Fonte: Teparaksa et al, 1999 apud EIT, 1999.

Durante a reconstrução, foram realizadas instrumentações em todas as partes, seis inclinômetros foram instalados, cinco foram instalados nos painéis da parede e um na zona do colapso onde foi realizado o Jet grouting (Figura 103). (Teparaksa et al, 1999).

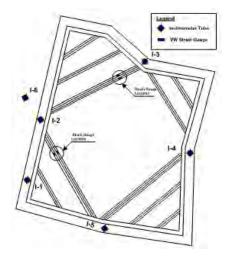


Figura 104 – Sistema de Escoramento. Fonte: EIT (1999) apud Teparaksa et al (1999).

Durante a escavação, duas camadas de escoramento foram utilizadas como escoras diagonais na profundidade de 2m e 11,5m (Figura 104). Em ambas as camadas, medidores de tensão também foram instalados em dois suportes principais e as leituras foram feitas a cada dois metros de escavação ou a cada dois dias. (Teparaksa et al, 1999).

Instalação e monitoramento da tensão nos escoramentos forneceram informações sobre seu desempenho durante a construção para que medidas necessárias contra a instabilidade pudessem ser tomadas. (Teparaksa et al, 1999).

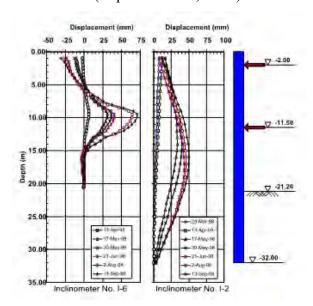


Figura 105 – Leituras dos inclinômetros I2 e I6. Fonte: Teparaksa et al, 1999.

Os deslocamentos laterais da parede foram gravados pelo I2 e I6 com a deflexão máxima de aproximadamente 50mm e 70mm respectivamente (Figura 105). A Figura 106 mostra o escoramento durante a escavação da nova estrutura da IPS. (Teparaksa et al, 1999).



Figura 106 – Reconstrução do IPS. Fonte: Teparaksa et al, 1999.

Após anos do colapso da IPS em Bangkok, outros casos de colapso devido ao mau funcionamento da estrutura temporária ocorreram como o caso do metrô de Singapura. Segundo Thansnanipan et al, 2006, após essa tragédia o Comitê de Inquérito (COI) recomendou que fossem realizadas verificações independentes para as estruturas temporárias assim como é feita para obras permanentes.

5.1.7 Conclusão

Este caso da Estação de Bombeamento de Entrada mostra a importância das estruturas temporárias durante obras de escavações profundas. A metodologia executiva de escavação deve ser seguida a risca para evitar grandes desastres.

Devem-se ter bons conhecimentos em um sistema de escoramento adequado, uma seqüência construtiva e um monitoramento adequado são primordiais para a segurança da obra.

O projeto de parede diafragma é complexo e assim como o projeto, a sua construção deve estar atenta aos mínimos detalhes. O projeto permanente e/ou temporário tem que ser rigorosamente seguido.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A parede de diafragma desde sua criação revolucionou os métodos de contenção. Atualmente, com o crescimento acelerado do setor imobiliário, existe a necessidade de ser construir em todos os tipos terrenos com subsolos profundos em áreas densamente ocupadas, principalmente, para a construção de estacionamento. O metrô precisa chegar a todos os pontos da cidade independentemente das características geotécnicas do solo. Por isso, a parede de diafragma é uma ótima solução, principalmente, para solos com nível d'água acima da escavação, sendo sua grande vantagem a formação de uma parede estanque. Além disso, pode ser executada junto a edificações já existentes e, também, conforma-se a várias geometrias.

O projeto de parede diafragma é relativamente complexo e assim como no projeto, a sua construção requer mão-de-obra especializada e deve estar atenta aos mínimos detalhes. O projeto e a execução têm que ser estudado e planejado cuidadosamente para evitar imprevistos durante sua execução. O projeto, mesmo que temporário, tem que ser rigorosamente seguido.

A utilização da lama bentonítica na execução da parede de diafragma vem sendo substituída pela utilização do polímero, pelo fato de seu componente principal, a bentonita, causar problemas a saúde de quem a manuseia ao longo do tempo. Entretanto, ainda há certa resistência na substituição da bentonita pelos polímeros por uma questão de custo.

As principais dificuldades no método de cálculo é a obtenção dos parâmetros do solo. Os métodos analíticos necessitam de parâmetros que possam descrever as interações do solo-estrutura. Esses parâmetros são de difícil obtenção, exigindo ensaios mais sofisticados, e pequenas variações nos parâmetros do solo podem provocar variações acentuadas nos resultados. Existe, então, a necessidade da realização de diferentes ensaios de campo e laboratório, executado criteriosamente e com controle tecnológico, para a obtenção dos parâmetros. Para a obtenção dos parâmetros necessários nos cálculos analíticos, existe a necessidade da utilização do ensaio de cone (CPT e CPTU), o ensaio pressiométrico e/ou, ainda não muito difundido no Brasil, o ensaio dilatométrico. O SPT é muito utilizado para um pré-dimensionamento da parede e para uma análise inicial da estratigrafia do solo.

Os métodos empíricos e semi-empíricos não necessitam de ensaios de campo sofisticados por ser um método com várias simplificações, por isso são aconselháveis para um pré-dimensionamento. Por ser um método simplificado acaba negligenciando fatores

relevantes para o cálculo da parede. Os métodos empíricos e semi-empíricos são não-evolutivos, ou seja, os esforços na parede são calculados para cada fase da obra, porém como se fossem independentes das demais, podendo levar a incoerências. Além disso, os efeitos da pré-compressão de estroncas e/ou da instalação de tirantes não são considerados nestes métodos, em face da adoção de apoios indeslocáveis para o cálculo das vigas. Entretanto, muitas obras já foram construídas baseadas nos métodos empíricos, as quais deram certas e continuam em funcionamento até os dias de hoje.

Os métodos numéricos são muito pouco aplicados em projeto de estruturas de contenção, ao contrário de projetos de túneis. Entretanto, são os métodos que melhor propiciam otimizações de projeto e economias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C. Reforço do terreno. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática.** 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 18, p. 641 – 721.

ALMEIDA, N. J. Metodologia de previsão de capacidade de carga vertical e horizontal com o dilatômetro de marchetti. 1998. 141f. Dissertação (Mestrado) — Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília, 1998.

ALVES FILHO, C. E. S. Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrômetro dinâmico leve. 2010. 101f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas NUGEO, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2010.

ANSON. **Paredes diafragma moldadas "in loco".** Disponível em: < http://www.anson.com.br/par diaf.html > Acesso em: 23 agosto 2011.

BOLTON, M. D.; POWRIE, W. The collapse of diaphragm walls retaining clay. In: Geotechnique 37, n. 3, p. 335-353.

BOWLES, P. E. Foundation analysis and design. 5th ed. New York: McGraw-Hill, 1982. 816 p.

BRASIL. Departamento nacional de estradas de rodagem. **Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias.** Rio de Janeiro: DNER-PRO, 1998. 37p.

BRASIL. Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF. **Paredes Diafragma.** 3 ed. Editora PINI. 28p.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 5ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1974.

COELHO, P. M. C. **Projecto e observação de obras geotécnicas: soluções de estabilização de taludes acomodando infraestruturas em exploração.** 2010. 135f. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2010.

CONSTRUTORA COSTA FORTUNA. **Polímeros.** Disponível em: < http://www.costa fortuna.com.br/polimeros.html > Acesso em: 03 setembro 2011.

DAMASCO PENNA. **Ensaios com dilatômetro de Marchetti (DMT).** Disponível em: < www.damascopenna.com.br > Acesso em: 01 agosto 2011.

DAMASCO PENNA. **Ensaio de palheta.** Disponível em: < <u>www.damascopenna.com.br</u> > Acesso em: 29 abril 2010.

DEEP FOUNDATION INSTITUTE – DFI. **Slurry wall standards.** Disponível em: < http://www.strategicstandards.com/files/SlurryWall.pdf Acesso em: 18 abril 2011.

DICIONÁRIO GEOTÉCNICO. **Cortina em estacões.** Disponível em: < http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/geotecnia/cestacas/pages/image/imagepage1. httml > Acesso em: 01 agosto 2011.

DO VALE, R. A. M. **Modelagem numérica de uma escavação profunda escorada com parede diafragma.** 2002. 142f. Dissertação (Mestrado) — COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FONTAINE, E. B. Utilização de ensaios geotécnicos especiais de campo (cone elétrico e pressiômetro) em solos do interior do estado de São Paulo. 2004. 223f. Tese (Doutorado) — Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2004.

FUNDAÇÕES ESPECIAIS - FUNDESP. **Paredes diafragma.** Disponível em: < http://www.fundesp.com.br/2009/paredes diafragma.html > Acesso em: 23 agosto 2011.

FUNDAÇÕES INFRAESTRUTURA E CONSTRUÇÃO CIVIL - FRANKI. **Parede diafragma.** Disponível em: < http://www.franki.com.br > Acesso em: 26 abril 2011.

HWANG, R. N.; MOH, Z.; WANG, C. H. **Toe movements of diaphragm walls and correction of inclinometer readings.** In: Journal of GeoEngineering, v.2, n. 2, p. 61-71, agosto 2007.

INFRAESTRUTURA. **Contenção em perfil pranchado.** Disponível em: < http://www.infraestrutura.eng.br/obra.asp?obra=241 > Acesso em: 01 agosto 2011.

LING, H. I. et al. **Three-dimensional finite element analysis of deep excavations.** In: Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. p.458-460, maio 1998.

MARZIONNA, J. D. et al. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática.** 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 15, p. 537 – 578.

MONTEIRO, F. G. **Parede diafragma atirantada e moldada "in loco".** 2009. 58f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2009.

ODEBRECHT, E. et. al. Transferência de energia no ensaio SPT: Efeito do comprimento de hastes e da magnitude dos deslocamentos. 2003.

QUARESMA, A. R. et al. Investigações geotécnicas. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática.** 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 3, p. 119 – 162.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR., A. Obras de contenção; tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática.** 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 13, p. 497 – 515.

ROBERTSON, P. K. Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. 3 ed. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing Inc., 2009. 115p.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing Inc., 2009. 48p.

ROBERTSON, P. K et al. Interpretation of in situ test results from the CANLEX sites. In: Canadian Geotechnical Journal. v. 37, p. 505 – 529, abril 2000.

SAEZ, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática.** 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 14, p. 517 – 536.

SANTOS, M. D. Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas. 2007. 148f. Dissertação (mestrado) — Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

SÃO PAULO. Departamento de estradas de rodagem. **Parede diafragma.** São Paulo: DER/SP, 2006. 10p.

SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. et. al. **Prediction of soil properties from the concepts of energy transfer in dynamic penetration tests.** In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Agosto de 2009. 9p.

SPECHT, L. P. **Notas de aula sobre "Ensaios de Campo" - Unijuí.** Disponível em: http://www2.unijui.tche.br/~specht/fund/aula4.pdf> Acesso em: 19 abril 2010.

TACITANO, M. Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo. 2006. 268f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

TECNOSOLO. **Cortinas.** Disponível em: < http://www.tecnosolo.com.br/servicos/cortinas.html > Acesso em: 01 agosto 2011.

TENGE. **Parede diafragma.** Disponível em: < http://tenge2009.blogspot.com/ > Acesso em: 23 agosto 2011.

TEPARAKSA, W.; THANSNANIPAN, N.; MAUNG, A. W.; TANGSENG, P. Lessons from the collapse during construction of an inlet pumping station: geotechnical instrumentation aspect. In: Proceedings of the 5th international symposium on filed measurements in geomechanics. Singapore, p. 247 – 252, dezembro 1999.

THANSNANIPAN, N.; MAUNG, A. W.; TANGSENG, P. Importance of temporary works and construction sequence – lessons from collapse of an inlet shaft during excavation. In: International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling. Bangkok, p. 433 – 440, fevereiro 2006.

TUENKERS. **Estaca prancha metálica.** Disponível em: < http://www.tuenkers.com.br/tunkersConstrucao/imagens/obras/imgs/Obra1_grd/obra1_05.jpg> Acesso em: 01 agosto 2011.

WIKIPÉDIA. **Bancoc.** Disponível em: < http://pt.wikipedia.org/wiki/Banguecoque > Acesso em: 07 setembro 2011.