

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

EDUARDO HENRIQUE GALLAS

TIAGO RODRIGUES FERREIRA

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTO EM CONTENÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS
EM HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA EM TOLEDO - PR**

CASCATEL - PR

2018

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

EDUARDO HENRIQUE GALLAS

TIAGO RODRIGUES FERREIRA

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTO EM CONTENÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS
EM HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA EM TOLEDO - PR**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Mestre Engenheiro Civil
Maycon André de Almeida.

CASCADEL - PR

2018

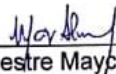
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

**EDUARDO HENRIQUE GALLAS
TIAGO RODRIGUES FERREIRA**

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTO EM CONTENÇÃO DE CORTINA DE ESTACAS
EM HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA
EM TOLEDO – PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

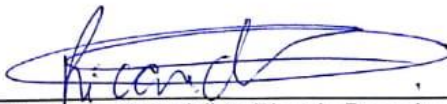
BANCA EXAMINADORA



Professor Orientador Mestre Maycon André de Almeida
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor Mestre Guilherme Irineu Venson
Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil



Professor Especialista Ricardo Paganin
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil

Cascavel, 06 de dezembro de 2018.

DEDICATÓRIA

Dedicamos esse trabalho aos nossos pais, irmãos, e a toda nossa família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que nós chegássemos até o final desta etapa de nossas vidas;

Aos amigos e colegas, pelo incentivo e pelo apoio constante.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus, que em sua infinita sabedoria nos deu persistência e força para vencer essa etapa de nossas vidas. Sem ele, nada disso seria possível.

Aos responsáveis por este mérito, nossos pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional, por entenderem nossa ausência diária durante esta longa caminhada de cinco anos. Obrigado por todos os sacrifícios feitos para nos proporcionar a chance de uma formação. Aos familiares, por estarem juntos nessa caminhada, e sempre nos apoiando em tudo.

Ao nosso professor e orientador, Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida, pela inspiração profissional, por nos acompanhar neste trabalho e por nos orientar para que tivéssemos um brilhante desempenho. Também por nos ter proporcionado todo o conhecimento adquirido, tanto pela paciência e disponibilidade de materiais, quanto pelo domínio e interesse no trabalho. Agradecemos por nos proporcionar uma experiência incrível, podendo atuar na área de geotecnia e fundações. Com toda certeza, o mérito também é seu.

A todos os professores, por nos proporcionaram o conhecimento não apenas racional, mas a manifestação de caráter e afetividade da educação no processo de formação profissional, por tanto que se dedicaram a nós, não somente por nos terem ensinado, mas por nos terem feito aprender. A todos, incondicionalmente, obrigado.

Aos nossos amigos e colegas, que não negaram força e ficaram na torcida, sempre presentes nessa caminhada, em especial as nossas amigas Caroline Machado, Isabella Krüger e Letícia Walter, companheiras de trabalho que fizeram parte da nossa formação e que vão continuar presentes em nossas vidas.

Agradecemos às empresas Fermatta Arquitetura e Fundati Engenharia, em especial ao Marcio Galvão e ao Luan A. A. Maran, grandes mentores, que compreenderam os horários de estudo e nos concederam a chance de fazer estágio supervisionado e assim conhecer um pouco mais da área de formação. Obrigado por confiarem nos conhecimentos que adquirimos durante nossa formação.

RESUMO

A adoção das contenções nos últimos anos vem aumentando de acordo com o crescimento urbano. Um dos métodos de contenção de solos é designado cortina de estacas, que ocupa uma solução bem satisfatória como parede de contenção, o qual está cada vez mais presente nos projetos de engenharia. Estudou-se uma estrutura de contenção projetada para escavação de três subsolos da obra de um edifício comercial, localizado na cidade de Toledo - PR, que consiste em uma cortina de estacas escavadas em hélice contínua ancorada por tirantes. Com o uso de uma trena a laser, foram medidas as distâncias horizontais entre os dois perfis metálicos durante a execução da obra. A coleta de dados foi realizada *in loco*, com aferições realizadas uma vez por semana, durante 22 semanas. Após realizadas todas as coletas de dados *in loco* necessárias para comparação dos deslocamentos, foram utilizados os dados obtidos pelo ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) para caracterização das camadas do maciço e assim ser possível realizar o dimensionamento da contenção através do *software* CypeCAD® 2016, para avaliar se está dentro dos fatores de segurança ou até mesmo superdimensionada. Constatou-se que entre as etapas de execução da estrutura, ocorreu evolução dos valores de deslocamento horizontal da cortina, porém com tendência de estabilização ao longo do tempo. O deslocamento horizontal máximo final da cortina atingiu 0,18%.H da profundidade final de escavação (H). Ao longo dos meses de monitoramento da contenção, foi constatado um deslocamento horizontal máximo final de 8 milímetros, índice de deslocamento duas vezes menor que o dimensionado com o uso do *software*, portanto em favor da segurança.

Palavras-chave: Contenção, Cortina, Hélice Contínua, Tirante, Deslocamento Horizontal.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Exemplo de curva granulométrica de um solo.	24
Figura 2: Limites de Atterberg dos solos.	25
Figura 3: Esquema do Aparelho Casagrande para a determinação do LL.	25
Figura 4: Círculo de Mohr.....	29
Figura 5: Esquema de aplicação de forças do ensaio de cisalhamento direto.....	31
Figura 6: Esquema do ensaio de compressão triaxial.	31
Figura 7: Ensaio <i>Standard Penetration Test</i> (SPT).....	34
Figura 8: Processo executivo de paredes-diafragma.	36
Figura 9: Trado mecânico sobre chassi de caminhão.....	37
Figura 10: Processo executivo de estaca hélice contínua.....	38
Figura 11: Folha de controle de execução de estaca hélice contínua.....	39
Figura 12: Detalhamento tirante.....	39
Figura 13: Tirantes cordoalhas e monobarra.....	40
Figura 14: Seção transversal de uma cortina atirantada.	41
Figura 15: Método executivo dos tirantes.	42
Figura 16: Estaca submetida a uma força transversal.	43
Figura 17: Empuxo ativo e passivo.	44
Figura 18: Análise global.	50
Figura 19: Deslizamento.	51
Figura 20: Tombamento.	51
Figura 21: Tipos de ruptura de uma cortina ancorada em solo.	53
Figura 22: Mapa com a localização do edifício.	55
Figura 23: Execução dos furos e protensão dos tirantes.	56
Figura 24: Escavação do terceiro subsolo.	56
Figura 25: Perfil da contenção analisada.....	57
Figura 26: Detalhamento da armadura.	57
Figura 27: Detalhamento da armadura da viga de travamento e fretagem.....	58
Figura 28: Detalhe da escavação e ancoragem.....	58
Figura 29: Localização dos furos de sondagem.	60
Figura 30: Perfil estimado do terreno.....	60

Figura 31: Índice de resistência SPT ao longo da profundidade.....	61
Figura 32: Amostra submersa em defloculante e aparelho dispersor.	64
Figura 33: Amostra em repouso na proveta e leitura do densímetro.	64
Figura 34: Agitador mecânico.....	65
Figura 35: Abertura da ranhura no centro da concha.	66
Figura 36: Rolo cilíndrico.	67
Figura 37: Localização dos pontos de medições.....	68
Figura 38: Aferição das distâncias horizontais com trena a laser.	68
Figura 39: Seção vetical do terreno (CypeCAD® 2016).	70
Figura 40: Escavação até a cota -8,28 e fase de serviço (CypeCAD® 2016).	72
Figura 41: Dados ancoragem ativa (CypeCAD® 2016).....	72
Figura 42: Curvas granulométricas.	75
Figura 43: Limite de liquidez.	76
Figura 44: Deslocamentos medidos <i>in loco</i>	79
Figura 45: Esforço cortante.....	80
Figura 46: Momento Fletor.	81
Figura 47: Deslocamento.	82
Figura 48: Deformação relativa normalizada ao longo da profundidade.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos.....	20
Tabela 2: Classificação de Burmister.	27
Tabela 3: Valores de K_0 (Composta a partir de Bernatzik, 1947; Bichop, 1957, 1958; Simons, 1958; Terzaghi e Peck, 1967).	45
Tabela 4: Coeficiente de Poisson.	46
Tabela 8: Dados gerais da contenção.	59
Tabela 5: Parâmetros de resistência em função do N_{spt}	63
Tabela 9: Coeficiente k_1 para solos argilosos.	71
Tabela 10: Características das camadas.	71
Tabela 11: Descrição dos tirantes.....	73
Tabela 13: Porcentagem de materiais nos ensaios.	76
Tabela 12: Deslocamentos medidos <i>in loco</i>	77

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Porcentagem a cada leitura no densímetro.....	22
Equação 2: Diâmetro máximo das partículas.....	23
Equação 3: Porcentagem de material passando em cada peneira.....	23
Equação 4: Índice de plasticidade.....	26
Equação 5: Resistência ao cisalhamento.....	30
Equação 6: Coeficiente de empuxo no repouso.....	45
Equação 7: Coeficiente de empuxo ativo.....	46
Equação 8: Empuxo ativo.....	47
Equação 9: Coeficiente de empuxo passivo.....	47
Equação 10: Empuxo passivo.....	48
Equação 11: Intercepto de coesão.....	62
Equação 12: Ângulo de Atrito de Godoy.....	62
Equação 13: Ângulo de Atrito de Teixeira.....	62
Equação 14: Coeficiente de reação horizontal.....	70
Equação 15: Módulo de rigidez axial.....	73

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CD - Ensaio Adensado Drenado (*Consolidated Drained*)

CU – Consolidatedundrained (Tipo de ensaio triaxial, consolidado não drenado)

UU – Unconsolidatedundrained (Tipo de ensaio triaxial, não consolidado não drenado)

IN LOCO - Expressão em latim que significa "no lugar" ou no "próprio local"

IP - Índice de Plasticidade

LL - Limite de Liquidez

LP - Limite de Plasticidade

NBR - Norma Brasileira Regulamentadora

Nspt - Valor do índice de resistência à penetração

SPT - *Standard Penetration Test*

CPT – *Cone Penetration Test*

VAN TEST – Ensaio de Palheta

SLUMP TEST - Teste de queda de concreto

DMT – Dilatômetro de Marchetti

CHA – *Cross Hole Analyser*

MEF – Método dos elementos finitos

FS – Fator de Segurança

EA – Módulo de rigidez axial

E – Módulo de Elasticidade

e – Índice de Vazios

γ_n – Peso específico natural

γ_d – Peso específico aparente seco

γ_{sub} – Peso específico submerso

γ_s - Peso específico dos grãos

γ_w - Peso específico da água

τ – Resistência ao cisalhamento

c – Intercepto de coesão do solo

c' – Coesão efetiva

ϕ – Ângulo de atrito

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo

σ – Tensão normal
 σ_3 – Tensão confinante
 σ_1 – Tensão axial
 σ_h – Tensão principal horizontal
 σ_v – Tensão principal vertical
 μ - Pressão neutra
 ν – Coeficiente de Poisson
 K_a – Coeficiente de empuxo ativo
 K_p – Coeficiente de empuxo passivo
 K_o – Coeficiente de empuxo em repouso
 E_a – Empuxo ativo
 E_p – Empuxo passivo
 K_h – Coeficiente de reação horizontal
 f_{ck} – Resistência característica
kN – Quilo-newtons
tf – Toneladas-força
kPa – Quilopascal
MPa – Megapascal

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	15
1.1 INTRODUÇÃO	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 Objetivo geral.....	16
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 JUSTIFICATIVA.....	16
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	17
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	17
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	18
CAPÍTULO 2.....	19
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1.1 Solos.....	19
2.1.1.1 Solos lateríticos	20
2.1.1.2 Solos residuais	21
2.1.1.3 Solos colapsíveis	21
2.1.2 Ensaio de caracterização de solos.....	21
2.1.2.1 Granulometria conjunta.....	22
2.1.2.2 Índice de consistência.....	24
2.1.2.3 Limite de Liquidez	25
2.1.2.4 Limite de Plasticidade	26
2.1.2.5 Índice de Plasticidade.....	26
2.1.3 Cisalhamento do solo	27
2.1.3.1 Ângulo de atrito.....	27
2.1.3.2 Coesão	28
2.1.3.3 Critérios de ruptura de Mohr-Coulomb.....	29
2.1.3.4 Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento.....	30
2.1.4 Investigações geotécnicas	33
2.1.4.1 <i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	33
2.1.5 Sistemas de contenção.....	35
2.1.5.1 Parede-diafragma	35
2.1.5.2 Estacas escavadas	36
2.1.6 Tirantes.....	39
2.1.6.1 Execução de tirantes.....	41

2.1.7 Esforços sobre uma contenção	42
2.1.7.1 Empuxo	43
2.1.7.2 Influência da água	48
2.1.7.3 Sobrecargas	48
2.1.8 Análise de estabilidade.....	49
2.1.8.1 Análise de estabilidade global.....	49
2.1.8.2 Segurança contra o deslizamento	50
2.1.8.3 Segurança contra o tombamento	51
2.1.8.4 Ruptura de cortina atirantada	52
CAPÍTULO 3.....	54
3.1 METODOLOGIA	54
3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa	54
3.1.2 Caracterização da cortina de estacas	55
3.1.3 Caracterização do solo	59
3.1.3.1 Parâmetros de resistência	61
3.1.4 Ensaios de caracterização.....	63
3.1.4.1 Ensaio de granulometria conjunta	63
3.1.4.2 Ensaio de limite de liquidez	65
3.1.4.3 Ensaio de Limite de Plasticidade	66
3.1.5 Instrumentos e procedimentos para coleta de dados	67
3.1.6.1 Dimensionamento da estrutura de contenção através de <i>software</i>	69
3.1.7 Análise dos dados.....	74
CAPÍTULO 4.....	75
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	75
4.1.1 Caracterização do solo da obra.....	75
4.1.2 Resultados de deslocamentos obtidos <i>in loco</i>	77
4.1.3 Análise da modelagem numérica das contenções	79
CAPÍTULO 5.....	85
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
CAPÍTULO 6.....	86
6.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	86
REFERÊNCIAS	87
APÊNDICE A – VALORES PARA LIMITE DE LIQUIDEZ.....	92
APÊNDICE B – VALORES PARA LIMITE DE PLASTICIDADE COM 5 AMOSTRAS	93
APÊNDICE C – VALORES PARA LIMITE DE PLASTICIDADE COM 5 AMOSTRAS	94
ANEXO A – PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM SPT.....	96

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

A adoção das contenções nos últimos anos vem aumentando de acordo com o crescimento urbano, junto ao aumento de pavimentos dos edifícios, onde há uma demanda maior por subsolos para poder acomodar os veículos. Um dos métodos de contenção de solos é designado cortina de estacas, que ocupa uma solução bem satisfatória como parede de contenção, o qual está cada vez mais presente nos projetos de engenharia.

Há diversas soluções de contenção, variando de acordo com a necessidade e condições locais, sendo de ordens geotécnicas, geológicas, de vizinhança, de recursos técnicos ou econômicos da região. Os aspectos geotécnicos, como o nível do lençol freático e mecânica do solo, são fundamentais para o projeto de uma estrutura de contenção, sendo assim necessária a investigação do solo para uma análise correta. Este tipo de obra tem como objetivo conter um determinado maciço de solo, suportando as pressões horizontais, como o empuxo do solo, garantindo a segurança sem deformações excessivas e mantendo o equilíbrio natural após a escavação.

Massad (2005) indica que em escavações muito profundas, com paredes verticais, as estruturas de contenção empregadas são basicamente de quatro tipos: paredes-diafragma de concreto armado; paredes de estacas-prancha de concreto ou aço; paredes de estacas justapostas ou espaçadas de concreto armado; paredes de perfis metálicos com pranchões de madeira ou com placas de concreto pré-moldadas.

Segundo Velloso e Lopes (2010), toda contenção sofre deslocamentos verticais e horizontais em função das solicitações as quais são submetidas. Esses deslocamentos dependem do solo e da sua estrutura. Quando esses valores ultrapassam certos limites, podem ocasionar o colapso da estrutura pelo surgimento de esforços para qual ela não está dimensionada.

Devido à essas condições geotécnicas, geológicas e econômicas, a cortina de estacas escavadas e suas variações se tornaram alternativas bastante viáveis na grande maioria das obras onde há necessidade de conter um maciço de solo.

São muito comuns erros de análise e dimensionamento em estruturas de contenção, ocasionando manifestações patológicas não só na edificação que contém a estrutura de contenção, mas nas edificações vizinhas. Além das manifestações patológicas, há ocorrência de graves acidentes que colocam a vida das pessoas em risco e geram grandes perdas econômicas.

Desta forma, é fundamental a análise do deslocamento desse tipo de contenção de grande porte em estacas escavadas espaçadas, realizada através de dados coletados em campo, facilitando assim a compreensão das ações do solo atuante na contenção e sendo de grande utilidade na solução de problemas futuros de dimensionamento.

Sendo assim, estudou-se uma estrutura de contenção projetada para escavação de três subsolos da obra de um edifício comercial, localizado na cidade de Toledo - PR, que consiste em uma cortina de estacas escavadas em hélice contínua ancorada por tirantes. Para isso foram realizadas medições *in loco* do deslocamento horizontal e comparadas com os deslocamentos obtidos pelo dimensionamento no *software* CypeCAD 2016.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar o deslocamento horizontal de uma contenção de três subsolos, em estacas escavadas do tipo hélice contínua, com reforço em tirantes em um edifício comercial, localizado na cidade de Toledo – PR.

1.2.2 Objetivos específicos

- Efetuar medições *in loco* de deslocamento horizontal da cortina de estacas durante 22 semanas;
- Comparar o deslocamento horizontal medido *in loco* com o deslocamento obtido pelo dimensionamento por *software* CypeCAD 2016;
- Avaliar se o dimensionamento para a contenção está dentro dos fatores de segurança necessários.

1.3 JUSTIFICATIVA

Sempre que o projeto de uma edificação prevê a escavação de subsolos, é necessário realizar a construção de uma contenção com o objetivo de prevenir que o solo assuma sua inclinação natural e venha a ocorrer um deslizamento no mesmo.

É importante realizar estudos e pesquisas em obras de contenção que tragam mais informações comparativas de projetos dimensionados por *software* e resultados *in loco*, uma vez que a engenharia não é uma ciência exata e deve ser considerada a experiência prática, tanto no projeto de dimensionamento, quanto nos processos construtivos das contenções.

A ocorrência de possíveis deslocamentos de contenções, por falta de conhecimento geotécnico, hidrogeológico da região e de possíveis sobrecargas externas nas proximidades, faz com que haja necessidade do estudo prático em campo para se obter o real deslocamento das contenções.

O estudo do comportamento desse tipo de estrutura, desde a execução até a escavação total dos subsolos e travamento permanente da estrutura, pode ser feito através de análises instrumentadas em campo, servindo de grande importância para dimensionamentos e para se trabalhar a favor da segurança, e assim prevenir o superdimensionamento da contenção, evitando gastos excessivos.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Qual o real deslocamento horizontal que uma contenção com três subsolos em estacas de hélice contínuas reforçadas com tirantes apresentará em comparação com modelos numéricos obtidos através de *software*?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Devido a frequência das escavações de subsolos em zonas centrais urbanas, junto ao baixo custo da mão de obra e rapidez de execução, o método de contenção em cortina de estacas se torna uma opção viável na maioria das obras com necessidade de subsolo em solos como o de Toledo-PR.

De acordo com Cadamuro (2017), os dimensionamentos por *software* deverão possuir características estruturais similares, com diferenças apenas nos índices físicos do solo e a utilização ou não de tirantes. O fator determinante é a utilização de tirantes, pois nas simulações realizadas em *software* que não fizerem o uso deles, deverão apresentar uma diferença maior de deslocamento em relação com os que fizerem o uso deles.

Os deslocamentos obtidos nas simulações realizadas em *software* irão apresentar pouca diferença de valores em relação aos deslocamentos obtidos *in loco* (ALMEIDA, CADAMURO E WIEBBELLING, 2018).

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi realizada por meio de medições do deslocamento horizontal da contenção em cortina de estacas na obra de um edifício comercial, localizado na cidade de Toledo, no oeste do Paraná.

A pesquisa limita-se a comparação dos dados obtidos *in loco* com o deslocamento estimado através de *software* CypeCAD 2016, e identificar se a estrutura atingiu o comportamento previsto no dimensionamento ou não.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Solos

Segundo Pinto (2006), todos os solos originam-se da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre. A decomposição é decorrente de agentes físicos e químicos. Variações de temperatura provocam trincas, nas quais penetra a água, atacando quimicamente os minerais. O congelamento da água nas trincas, entre outros fatores, exerce elevadas tensões, do que decorre maior fragmentação dos blocos. A presença da fauna e flora promove o ataque químico, através de hidratação, hidrólise, oxidação, etc. O conjunto desses processos, leva à formação dos solos que, em consequência, são misturas de partículas pequenas que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química. As partículas, de maneira geral, se encontram livres para se deslocar entre si, e em alguns casos, podem ocorrer entre elas uma pequena cimentação, mas em um grau extremamente mais baixo do que nos cristais de um metal ou nos agregados de um concreto. O seu comportamento depende do movimento das partículas sólidas entre si (PINTO, 2006).

A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que os compõem. Em uma primeira aproximação, pode-se identificar que alguns solos possuem grãos perceptíveis a olho nu, e que outros têm os grãos tão finos que, quando molhados, se transformam em barro, e não se pode visualizar as partículas individualmente.

A diversidade do tamanho dos grãos é enorme. Todos parecem muito pequenos perante os materiais com os quais estamos acostumados a lidar. Mas alguns são consideravelmente menores do que outros, como pode se ver na Tabela 1 (PINTO, 2006).

Tabela 1: Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos.

FRAÇÃO	LIMITES DEFINIDOS PELA ABNT
Matacão	$200\text{ mm} < \phi < 1\text{ m}$
Pedra	$60 < \phi < 200\text{ mm}$
Pedregulho	$2 < \phi < 60\text{ mm}$
Areia grossa	$0,6 < \phi < 2\text{ mm}$
Areia média	$0,2 < \phi < 0,6\text{ mm}$
Areia fina	$0,06 < \phi < 0,2\text{ mm}$
Silte	$0,002 < \phi < 0,06\text{ mm}$
Argila	$\phi < 0,002\text{ mm}$

Fonte: Pinto (2006).

Todo o solo tem sua origem imediata ou remota na decomposição das rochas pela ação das intempéries. A formação originária dos solos depende de pelo menos cinco fatores: a natureza da rocha madre, o clima da região, o agente intempérico de transporte, a topografia da região e os processos orgânicos. Quanto à sua formação, podemos classificar os solos em três grupos principais: solos lateríticos, solos residuais e solos colapsíveis (PINTO, 2006).

2.1.1.1 Solos lateríticos

Segundo Nogami *et al.* (1985), os solos lateríticos encontram-se, na natureza, geralmente não-saturados, com elevados índice de vazios, por isso sua pequena capacidade de sustentação. Quando compactados, entretanto, sua capacidade de sustentação é elevada. Após compactado, apresenta contração se o teor de umidade diminuir, mas não apresenta expansão na presença de água (NOGAMI *et al.*, 1985).

Villibor e Nogami (2009), dizem que solos lateríticos são solos superficiais, típicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, resultantes de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo por processo denominado laterização.

Várias peculiaridades associam-se ao processo de laterização, sendo as mais importantes, do ponto de vista tecnológico, o enriquecimento no solo de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinita como argilo-mineral predominante e quase sempre exclusivo. Estes minerais conferem aos solos de comportamento laterítico, coloração típica vermelho, amarelo, marrom e alaranjado (VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

2.1.1.2 Solos residuais

De acordo com Pinto *et al.* (1998), solos residuais são aqueles de decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que se formaram. Para que eles ocorram é necessário que a velocidade de decomposição da rocha seja maior do que a velocidade de remoção por agentes externos. A velocidade de decomposição depende de vários fatores, entre os quais a temperatura, o regime de chuvas e a vegetação. As condições existentes nas regiões tropicais são favoráveis às degradações da rocha mais rápida, razão pela qual as maiores ocorrências de solos residuais ocorrem nestas regiões, entre elas o Brasil.

Os solos residuais se apresentam em horizontes com grau de intemperização decrescente. A transição entre um horizonte e o outro é gradativa, de modo que a separação entre eles pode ser arbitrária. Não existe um contato ou limite direto e brusco entre o solo e a rocha que originou (PINTO *et al.*, 2006).

2.1.1.3 Solos colapsíveis

As regiões de clima tropical apresentam condições favoráveis ao desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, seja pela lixiviação dos finos dos horizontes superficiais nas regiões onde há a alteração de estações secas e de precipitações intensas, seja pela deficiência de umidade dos solos que se desenvolve em regiões áridas e semiáridas (VILAR *et al.*, 1981).

Cintra e Aoki (2009) definiram colapso como um fenômeno que ocorre em certos solos porosos não saturados ao serem inundados, sob carga constante. A inundação é responsável por anular a sucção matricial existente nos vazios do solo, reduzindo a sua resistência ao cisalhamento, levando a grandes variações de volume, conhecidas como recalque por colapso.

Para Gonçalves (2006), o fenômeno do colapso não deve ser confundido com o adensamento, pois são completamente distintos. No adensamento ocorre a expulsão da água dos vazios do solo, enquanto que no colapso ocorre a expulsão de ar. Outra diferença é que a variação de volume no colapso ocorre em curto espaço de tempo, enquanto que no adensamento a variação de volume ocorre lentamente.

2.1.2 Ensaios de caracterização de solos

Para Pinto (2006), a identificação de uma amostra de solos engloba a análise granulométrica e a determinação dos limites de consistência. Para o caso dos solos argilosos, o

teor em água constitui um dos parâmetros de maior relevância. Para definir o estado do solo, é usual referenciar o teor em água natural em relação ao limite de liquidez e ao limite de plasticidade.

2.1.2.1 Granulometria conjunta

De acordo com Pinto (2006), em um solo, geralmente convivem partículas de tamanhos diversos, onde nem sempre é fácil identificar as partículas. Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se o procedimento descrito na NBR 7181 (2016), que consiste em duas fases: primeiramente ensaio de sedimentação e logo após, ensaio de peneiramento.

Segundo NBR 7181 (2016), no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, emprega-se a técnica da sedimentação, a qual se baseia na Lei de Stokes, que relaciona o tamanho da partícula com a velocidade a qual ela se sedimenta em um meio líquido. Portanto, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio. Então, a velocidade de queda das partículas depende diretamente da massa específica do material da esfera, massa específica e viscosidade do fluido e do diâmetro da esfera, ou seja, é a relação entre o diâmetro dos grãos e a sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecido. Para que se possa obter as porcentagens correspondentes a cada leitura do densímetro, é aplicada a Equação 1.

$$\%P = N * \frac{\gamma_s}{(\gamma_s - \gamma_d)} * \frac{V * \gamma_c * (L - LD)}{\frac{MH}{(100 + h)} * 100} \quad (1)$$

Onde:

%P = Porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro, em %;

N = Porcentagem de material que passa na peneira de 2,0mm, calculado de acordo com a Eq. (3);

γ_s = Massa específica dos grãos de solo, em g/cm³;

γ_d = Massa específica do meio dispersor, em g/cm³ (considerar como 1,000g/cm³);

V = Volume da suspensão, em cm³ (considerar como 1000cm³);

γ_c = Massa específica da água, em g/cm³ (considerar como 1,000g/cm³);

L = Leitura do densímetro na suspensão;

LD = Leitura do densímetro no meio dispersor;

MH = Massa do material úmido submetido à sedimentação, em g;

h = Umidade do material passado na peneira de 2,0mm, em %.

Conforme NBR 7181 (2016), para o diâmetro máximo das partículas em suspensão, no momento de cada leitura do densímetro, aplica-se a Equação 2 (Lei de Stokes).

$$D = \sqrt{\frac{1800 * n}{\gamma_s - \gamma_d} * \frac{a}{t}} \quad (2)$$

Onde:

D = Diâmetro máximo das partículas, em mm;

n = Coeficiente de viscosidade do meio dispersor, à temperatura de ensaio, em g.s/cm² (considerar como 10,29*10⁻⁶ g.s/cm²);

a = Altura de queda das partículas, correspondente à leitura do densímetro, em cm;

t = Tempo de leitura, em s.

No peneiramento, sendo seu conjunto em forma decrescente, o peso do material que passa em cada peneira é considerado como a porcentagem que passa, representado em função da abertura da peneira, em escala logarítmica. Para se obter a massa retida em cada uma das peneiras, é aplicada a Equação 3, possibilitando calcular o percentual que cada uma representa no total da amostra (NBR 7181, 2016).

$$\%R = \frac{MT - MR}{MT} * 100 \quad (3)$$

Onde:

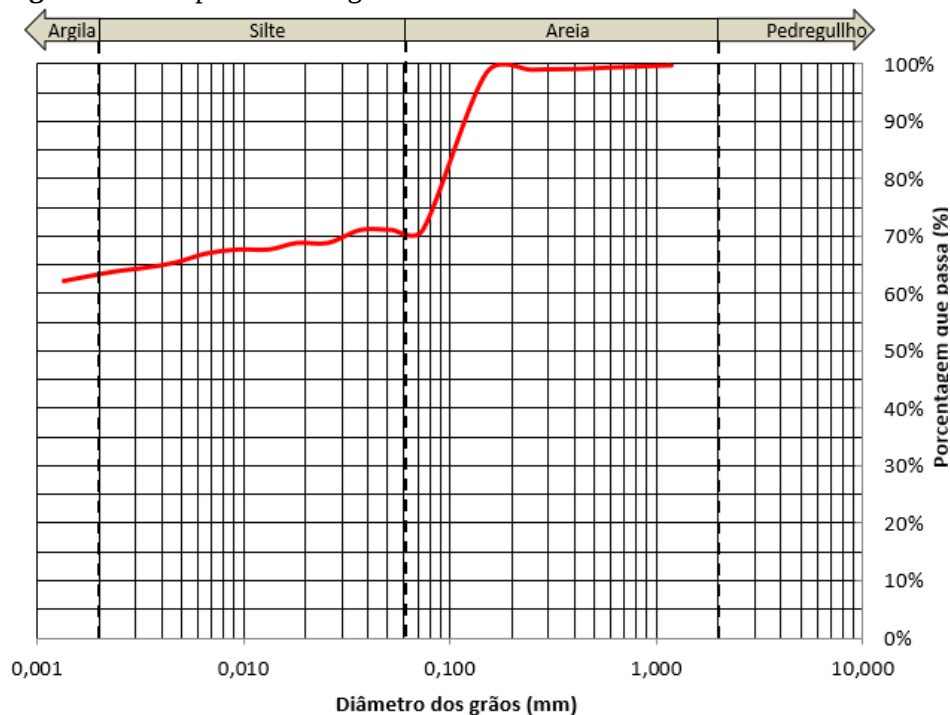
%R = Porcentagem de material passando em cada peneira, em %;

MT = Massa total da amostra seca, em g;

MR = Massa do material retido acumulado em cada peneira, em g.

Os resultados dos ensaios de análise granulométrica foram apresentados através de curvas granulométricas, que são traçadas ponto a ponto em um diagrama semi-logarítmico, conforme Figura 1, onde sobre o eixo das abscissas são marcados os diâmetros nominais das peneiras em escala logarítmica e sobre o eixo das ordenadas, são apresentadas as porcentagens de massa das partículas de diâmetros inferiores às peneiras consideradas (NBR 7181, 2016).

Figura 1: Exemplo de curva granulométrica de um solo.



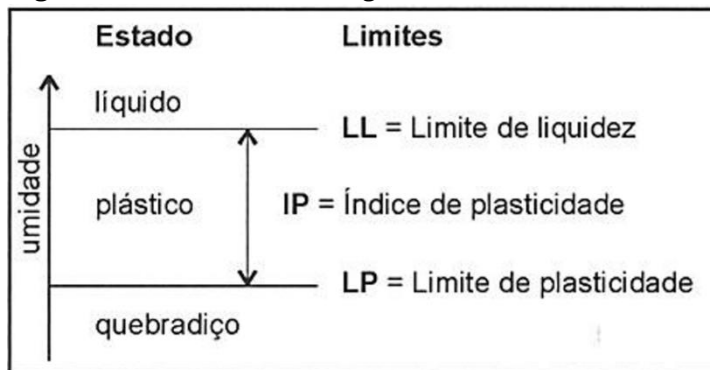
Fonte: Autores (2018).

2.1.2.2 Índice de consistência

Segundo Pinto (2006), só a distribuição granulométrica do solo não caracteriza bem o comportamento do mesmo. A fração fina dos solos tem uma importância muito grande nesse comportamento. Os teores de umidade limites, entre vários estados de consistência, são denominados Limites de Consistência.

Esses limites foram inicialmente idealizados pelo engenheiro químico Atterberg, e adaptados pelo professor Arthur Casagrande, que adaptou para a mecânica dos solos um procedimento para definir teores de umidade característicos de mudança de estado do solo, de líquido, quando muito úmido, passando à plástico, semissólido e sólido, na medida em que o teor de umidade diminui. Os teores de umidade correspondentes às mudanças de estado, são definidos como Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) dos solos de acordo com a Figura 2 (PINTO, 2006).

Figura 2: Limites de Atterberg dos solos.

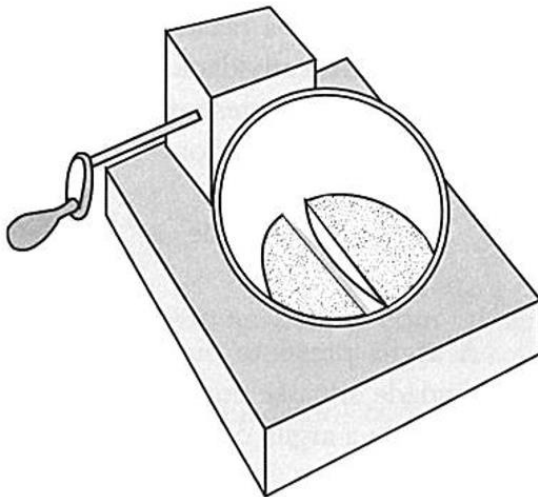


Fonte: Pinto (2006).

2.1.2.3 Limite de Liquidez

De acordo com Pinto (2006), o Limite de Liquidez é o teor de umidade necessário para se fechar uma ranhura feita em uma concha no Equipamento de Casagrande, a qual requer 25 golpes para se fechar, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3: Esquema do Aparelho Casagrande para a determinação do LL.



Fonte: Pinto (2006).

Segundo a NBR 6459 (1984), para a verificação do número de golpes necessários para fechar uma ranhura feita na concha do equipamento, deve-se levar em consideração que é necessário obter valores acima do número de golpes determinados em norma, para que se possa ter uma maior confiabilidade no valor do teor de umidade.

O ensaio requer repetição de cinco pontos com teores de umidade distintos, no qual, para a determinação após o primeiro ponto, deve-se adicionar água e assim aumentar o teor de umidade. Com o auxílio de uma espátula, durante um período de 15min, tem-se a homogeneização do solo. Com os cinco pontos obtidos, é traçado o gráfico, com o número de golpes e o teor de umidade. A determinação do Limite de Liquidez é de acordo com a umidade relativa a 25 golpes (NBR 6459, 1984).

2.1.2.4 Limite de Plasticidade

De acordo com Pinto (2006), o Limite de Plasticidade é o menor teor de umidade com o qual é possível moldar um cilindro de aproximadamente 3mm de diâmetro, rolando o solo sobre uma placa de vidro esmerilhada. O ensaio tem o objetivo de verificar a possível transição do estado semissólido para o estado plástico, sendo assim, o solo passa a deixar de apresentar consistência de um material e será possível moldá-lo.

Segundo a NBR 7180 (1984), pode-se apresentar o Limite de Plasticidade como sendo o teor de umidade com a qual um cilindro de solo começa a se fragmentar quando se tenta moldá-lo com 3mm de diâmetro. Deve-se realizar no mínimo cinco rolos, podendo assim se obter o teor de umidade final das amostras, sendo a média do LP. Por norma, deve-se desconsiderar os valores finais fora do desvio padrão, sendo assim pelo menos três ensaios devem ser considerados satisfatórios, os quais não diferem da respectiva média entre eles.

2.1.2.5 Índice de Plasticidade

A diferença entre estes dois limites, que indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico, é definida como Índice de Plasticidade (IP) do solo, de acordo com a Equação 4.

$$IP = LL - LP \quad (4)$$

Onde:

IP = Índice de plasticidade;

LL = Limite de liquidez;

LP = Limite de plasticidade.

Burmister (1979) classificou o Índice de Plasticidade de forma qualitativa e expresso em porcentagem, conforme indicado na Tabela 2.

Tabela 2: Classificação de Burmister.

IP	Descrição
0	Não plástico
1 - 5	Ligeiramente plástico
5 – 10	Plasticidade baixa
10 – 20	Plasticidade Média
20 – 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das (2007).

2.1.3 Cisalhamento do solo

De acordo com Pinto (2006), a ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, que acontece quando um maciço é carregado até a ruptura ou por ocorrência de escorregamento de taludes. A resistência ao cisalhamento de um solo define-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer.

Os parâmetros de cisalhamento do solo são representados pelo intercepto de coesão e pelo ângulo de atrito interno entre os grãos de solos. A coesão do solo é a força de atração entre as superfícies de uma partícula, podendo ser real ou aparente. A coesão real é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água. Já a coesão aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, no qual a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar. Com a saturação do solo, a parcela da resistência desaparece, daí chamar-se aparente. Embora mais visível nas areias, é nos solos argilosos que a coesão aparente adquire maiores valores (PINTO, 2006).

2.1.3.1 Ângulo de atrito

Segundo Pinto (2000), o ângulo de atrito também pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de

contato, sem que ocorra cisalhamento do solo. O ângulo interno depende do tipo do material, do tamanho dos grãos e o grau de compactação dos mesmos.

Existe uma diferença entre as forças transmitidas nos contatos entre os grãos de areia e os grãos de argila. Nos contatos entre grãos de areia, geralmente as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície. No caso de argilas, o número de partículas é maior, e a parcela de força transmitida em cada contato é extremamente reduzida. As partículas de argilas são envolvidas por moléculas de água, assim as forças de contato não são suficientes para remover essas moléculas, e são elas as responsáveis pela transmissão das forças (PINTO, 2000).

Sob a denominação genérica de atrito interno de um solo, inclui-se não só o "atrito físico" entre suas partículas, como o "atrito fictício", proveniente do entrosamento de suas partículas. Nos solos não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais (CAPUTO, 1988).

2.1.3.2 Coesão

De acordo com Paraguassu (1972) *apud* Machado (1997), a coesão consiste na parcela de resistência de um solo que existe independentemente de quaisquer tensões aplicadas e que se mantém, ainda que não necessariamente a longo prazo, se todas as tensões aplicadas ao solo forem removidas. Várias fontes podem originar coesão em um solo. A cimentação entre partículas proporcionada por carbonatos, sílica, óxido de ferro, dentre outras substâncias, responde muitas vezes por altos valores de coesão. É interessante notar que os agentes cimentantes podem advir do próprio solo, após processos de intemperização.

A despeito das dificuldades de explicação física e da medida do seu valor, tem-se constatado que a coesão aumenta com os seguintes fatores: quantidade de argila e atividade coloidal, razão de pré-adensamento e diminuição da umidade (PARAGUASSU, 1972 *apud* MACHADO, 1997).

O fenômeno físico de coesão não deve ser confundido com a coesão correspondente a uma equação de resistência ao cisalhamento. Embora leve o mesmo nome, esta indica simplesmente o intercepto de uma equação linear de resistência válida para uma faixa de tensões mais elevadas e não para tensão normal nula ou próxima de zero (PINTO, 2006).

2.1.3.3 Critérios de ruptura de Mohr-Coulomb

Segundo Pinto (2006), o estado de tensões atuantes em todos os planos que passam por um ponto pode ser representado graficamente em um sistema de coordenadas. Nesse sistema, as equações definem o Círculo de Mohr. Ele é facilmente construído quando são conhecidos os valores de tensão confinante (σ_3) e tensão axial (σ_1), ou as tensões normais e de cisalhamento em dois planos quaisquer, desde que nesses dois planos as tensões normais não sejam iguais. Construído o Círculo de Mohr, são facilmente determinadas as tensões em qualquer plano.

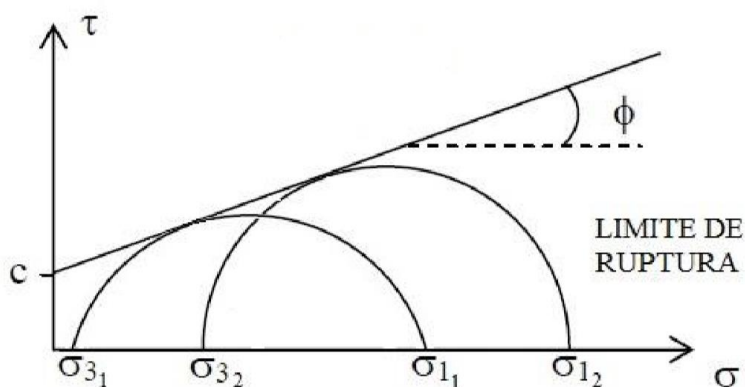
Com frequência, na mecânica dos solos, não se considera o sinal das tensões de cisalhamento, pois, na maioria dos problemas de engenharia de solos, o sentido das tensões é intuitivamente conhecido. Isso é verdadeiro quando se analisam ensaios de compressão triaxial em que o plano horizontal é o plano principal maior. Por isso, representa-se apenas um semicírculo (PINTO, 2006).

O estado de tensões pode ser determinado tanto em termos de tensões totais como de tensões efetivas. Ao considerar-se as tensões principais σ_1 e σ_3 e a pressão neutra (μ), em um solo, os dois círculos indicados na Figura 4 podem ser construídos (PINTO, 2006).

O círculo de tensões efetivas está deslocado para a esquerda em relação ao círculo de tensões totais. Isso decorre do fato de a pressão neutra atuar hidrostaticamente, reduzindo, em igual valor, as tensões normais em todos os planos (PINTO, 2006).

As tensões de cisalhamento em qualquer plano são independentes da pressão neutra, pois a água não transmite esforços de cisalhamento. As tensões de cisalhamento devem-se à diferença entre as tensões principais, a qual é a mesma, tanto em tensões totais como em tensões efetivas (PINTO, 2006).

Figura 4: Círculo de Mohr.



Fonte: Volpato (2015).

Para cada valor de σ_3 , obtém-se um Círculo de Mohr. Quando diferentes círculos são plotados em um mesmo gráfico, é possível traçar uma envoltória de Mohr. Embora seja com frequência associada a uma reta, esta é, na verdade, geralmente uma curva. Essa simplificação deve-se a Coulomb e permite o cálculo da resistência ao cisalhamento do solo através da Equação 5 (PINTO, 2006).

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (5)$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento (kPa);

c = Intercepto de coesão do solo (kPa);

σ = tensão normal atuante (kPa);

ϕ = ângulo de atrito ($^\circ$).

2.1.3.4 Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento

Para se determinar a resistência ao cisalhamento de um solo, é necessário conhecer os fatores de coesão e o ângulo de atrito entre as partículas. Costumeiramente são empregados para determinação desses fatores dos solos o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial (PINTO, 2006).

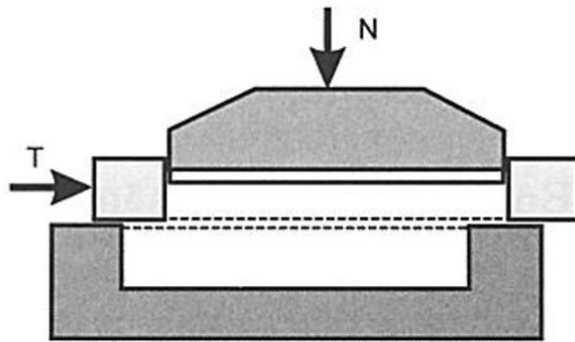
a) Ensaio de cisalhamento direto

Para Pinto (2006), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para determinação da resistência e se baseia diretamente no critério de Coulomb. O ensaio consiste em duas placas que formam uma caixa de cisalhamento, onde será depositada a amostra. Inicialmente, é aplicada uma força vertical (N) e em seguida uma tangencial (T) no anel superior da caixa, que contém metade do corpo de prova, gerando seu deslocamento, como mostrado na Figura 5. Por meio da realização de ensaios com diversas tensões normais, obtém-se a envoltória de resistência.

O ensaio é muito prático, mas a análise do estado de tensões durante o carregamento é bastante complexa. O ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, nem mesmo do módulo de cisalhamento, pois não é conhecida a distorção, e o controle de condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la (PINTO, 2006).

Pelas restrições anteriormente descritas, o ensaio de cisalhamento direto é considerado menos interessante do que o ensaio de compressão triaxial. Entretanto, pela sua simplicidade, ele é muito útil quando se deseja medir apenas a resistência, e, principalmente, quando se deseja conhecer a resistência residual (PINTO, 2006).

Figura 5: Esquema de aplicação de forças do ensaio de cisalhamento direto.

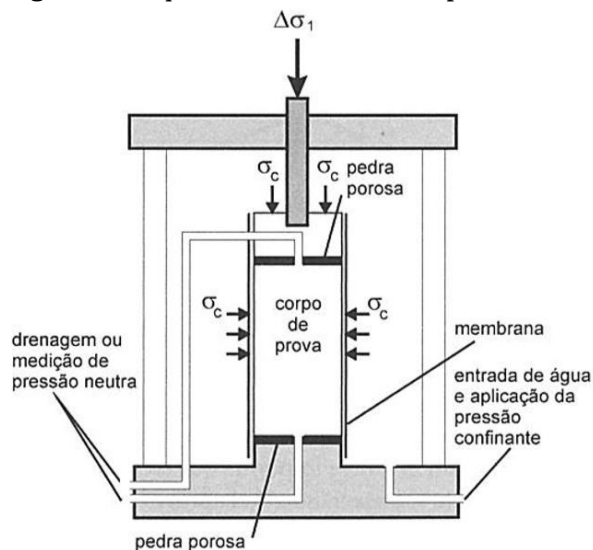


Fonte: Pinto (2006).

b) Ensaio de compressão triaxial

Segundo Pinto (2006), o ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Para isso, o corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema é mostrado na Figura 6, e envolto por uma membrana de borracha. A câmara é enchida com água, a qual se aplica uma pressão chamada pressão confinante.

Figura 6: Esquema do ensaio de compressão triaxial.



Fonte: Pinto (2006).

O carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças no pistão que penetra na câmara, ou coloca-se a câmara em uma prensa que a desloca para cima e pressiona o pistão. A carga é medida por meio de um anel dinamométrico externo, ou por uma célula de carga intercalada no pistão. Esse procedimento tem a vantagem de medir a carga efetivamente aplicada ao corpo de prova, eliminando o efeito de atrito do pistão na passagem para a câmara (PINTO, 2006).

Durante o carregamento, em diversos intervalos de tempo, medem-se o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova. Se a drenagem for permitida e o corpo de prova estiver saturado ou com elevado grau de saturação, a variação de volume do solo durante o ensaio pode ser determinada pela medida do volume de água que sai ou entra no corpo de prova (PINTO, 2006).

No que se refere às condições de drenagem, o ensaio adensado drenado, ensaio adensado não drenado e o ensaio não adensado não drenado, são descritos a seguir como sendo os três tipos de ensaios básicos (PINTO, 2006).

Ensaio adensado drenado (CD): ensaio que há permanente drenagem do corpo de prova. Aplica-se a pressão confinante e espera-se que o corpo de prova adense, ou seja, que a pressão neutra se dissipe. A seguir, a tensão axial é aumentada lentamente, para que a água sob pressão possa sair. Desta forma, a pressão neutra durante todo o carregamento é praticamente nula, e as tensões totais aplicadas indicam as tensões efetivas que estavam ocorrendo.

Ensaio adensado não drenado (CU): ele é chamado também de ensaio rápido pré-adensado (R) e indica a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Consiste em aplicar uma pressão confinante e deixar dissipar a pressão neutra correspondente. Então a seguir, carrega-se axialmente sem drenagem. Se as pressões neutras forem medidas, a resistência em termos de tensões efetivas também é determinada, razão pela qual o CU é muito empregado, pois permite determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva em um prazo muito menor do que no ensaio CD.

Ensaio não adensado não drenado (UU): ensaio em que o corpo de prova é submetido à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem que se permita qualquer drenagem. O teor de umidade permanece constante, e, se o corpo de prova estiver saturado, não haverá variação de volume. O ensaio é geralmente interpretado em termos de tensões totais. Esse ensaio também pode ser chamado de ensaio rápido, por não requer tempo para drenagem (PINTO, 2006).

2.1.4 Investigações geotécnicas

De acordo com Gerscovich (2016), o grande objetivo das investigações é propiciar o reconhecimento da estratigrafia do local, possibilitando a montagem de perfil geotécnico que fará parte das análises de estabilidade, bem como identificar os parâmetros geotécnicos das camadas que compõem o perfil geotécnico e/ou orientar na sua definição.

A determinação dos parâmetros pode ser efetuada por meio de ensaios de campo e/ou ensaios de laboratório. É necessário que o projetista identifique quais parâmetros deverão ser obtidos na investigação geotécnica para que possa especificar os tipos de sondagens e ensaios que precisarão ser realizados (GERSCOVICH, 2016).

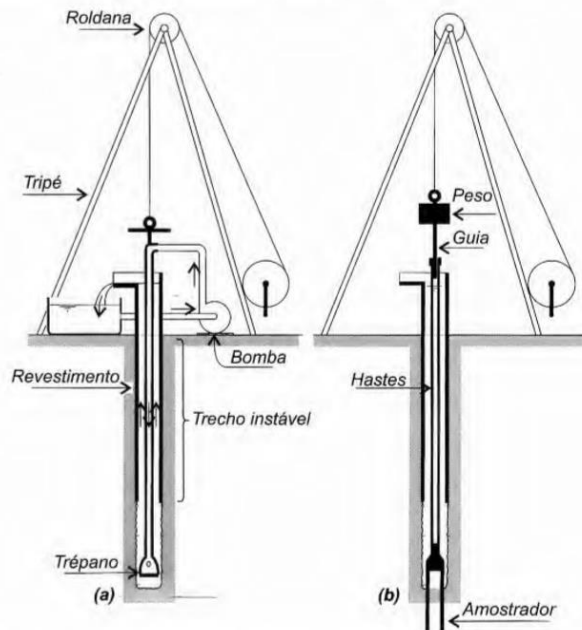
Segundo Quaresma *et al.* (1998), a obtenção de amostras ou a utilização de algum outro processo para a identificação e classificação dos solos exige a execução de ensaios "*in situ*". Entre os ensaios de campo existentes em todo o mundo, os que mais se destacam são: *Standard Penetration Test* (SPT); ensaio de penetração de cone (CPT); ensaio de palheta (*Vane Test*); dilatômetro de Marchetti (DTM); ensaios geofísicos, em particular o ensaio de *Cross Hole Analyser* (CHA).

2.1.4.1 *Standard Penetration Test* (SPT)

Sabe-se que o solo é um material natural com variabilidade em termos de consistência, compactidade e características de resistência a deformabilidade. Para isso, devem se sujeitar a uma análise do maciço de solos em cada projeto de fundação.

Segundo Quaresma *et al.* (1998), o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), como mostra a Figura 7, é o mais executado no Brasil e na maioria dos países, sendo um procedimento geotécnico capaz de amostrar o subsolo medindo a resistência ao longo da profundidade, e é assim designado como sondagem.

Figura 7: Ensaio *Standard Penetration Test* (SPT).



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Recomenda-se a execução desse tipo de sondagem quando se quer conhecer o tipo de solo através da retirada de amostra deformada a cada metro perfurado, a resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão também a cada metro perfurado e a posição do nível d'água, quando encontrado durante a perfuração.

De acordo com Quaresma *et al.* (1998), este ensaio consiste em medir a resistência do solo e coletar amostras para o simples reconhecimento. O ensaio de resistência SPT é executado metro a metro, o qual inicia-se com o auxílio de um trado cavadeira, que perfura um metro de profundidade antes de iniciar a cravação do amostrador. Para o avanço dos próximos furos, é utilizado o trado helicoidal, que remove o material quando este tem determinada coesão e não está abaixo do nível do lençol freático.

Caso não seja possível o avanço à trado helicoidal, como é chamado este procedimento, por resistência exagerada do solo ou pelo tipo de material, ou ainda, pela presença de água do lençol freático, prossegue-se a perfuração com auxílio de circulação de água. As sondagens à percussão não ultrapassam matacões e blocos de rocha e têm dificuldade de atravessar solos residuais jovens (QUARESMA *et al.*, 1998).

Segundo a norma NBR 6484 (2001) – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, consiste de um amostrador normalizado, cravado por meio de golpes de um peso de 65 kg, caindo de 75 cm de altura, anotando-se o número de golpes necessários para cravar os 45cm do amostrador em três conjuntos de golpes para cada 15cm. Sendo assim, o

resultado do ensaio SPT é a soma do número de golpes necessários para cravação dos 30cm finais, sendo designado por (N) e desprezando os primeiros 15cm, pois o número de golpes correspondente é afetado pela etapa de perfuração anterior, a qual deixa parte do solo poroso e sem resistência à penetração.

O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura. Deve-se dispor a locação dos furos próximos aos pontos de maior concentração de carga. De acordo com a norma NBR 8036 (1983), a quantidade de furos de sondagem para uma determinada obra deve ser de no mínimo uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m², o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção.

2.1.5 Sistemas de contenção

Segundo Saes *et al.* (1998), a implantação de um sistema de contenção depende da viabilidade técnica e executiva do mesmo e da análise comparativa dos custos advindos de sua escolha; análise esta que não deve se restringir tão somente ao custo direto de implantação, mas abranger outros custos que são influenciados pelo sistema adotado.

Assim, por exemplo, há que se levar em consideração a diferença de custo dos seguros a serem contratados; custos que podem variar muito dependendo do tipo de contenção escolhido (SAES *et al.*, 1998).

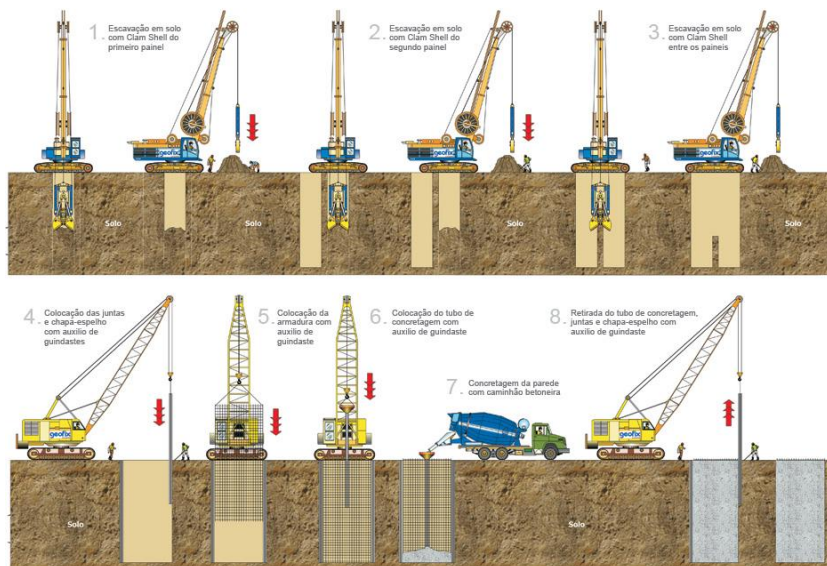
2.1.5.1 Parede-diafragma

Segundo Saes *et al.* (1998), o processo executivo de paredes-diafragma (moldadas "*in loco*" ou pré-moldadas), conforme Figura 8, 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 N.A.

As paredes executadas podem ter espessura variando de 0,30 m até 1,20 m e podem ser executadas obedecendo, geralmente, um afastamento mínimo das divisas de 0,10 m. Podem ser dimensionadas para permitir escavações com "pé-direito" duplo e normalmente possibilitam uma distribuição econômica dos tirantes. As ligações com a estrutura definitiva do subsolo são geralmente simples de serem executadas. No presente caso, dada a existência de vizinhos com

subsolos, é necessário verificar se as paredes dos mesmos podem suportar o empuxo hidrostático da lama bentonítica ou se não existem passagens por onde a lama possa invadir estes solos causando, algumas vezes, grandes transtornos (SAES *et al.*, 1998).

Figura 8: Processo executivo de paredes-diafragma.



Fonte: Geofix (2018).

2.1.5.2 Estacas escavadas

Segundo Beilfuss (2012), estacas escavadas são elementos de fundações caracterizados pela execução *in loco*, ou seja, sua construção é realizada no local onde ela desempenhará sua função, havendo a retirada do material para que possa se executar a concretagem.

Para Oliveira Filho (1985), essas estacas possuem comprimentos pré-estabelecidos, baseados em dados fornecidos pelas sondagens, e sua capacidade de carga é estimada somente por fórmulas empíricas, baseadas nas características físico-mecânicas do solo atravessado (BEILFUSS, 2012).

a) Estacas trado mecânico

Segundo a norma NBR 6122 (2010) - Projeto e execução de fundações, a execução deste tipo de estaca se faz através da perfuração por rotação de um trado helicoidal de comprimento usual de 1,00 m, acoplado a uma haste tipo Keller ou torre. Este tipo de estaca

tem profundidade de alcance limitada pelo nível de água. Por se tratar de uma escavação sem o uso de revestimentos ou fluidos estabilizantes, é empregada em perfis de solo que apresentam uma determinada coesão.

O controle executivo deve ser realizado ao longo de toda perfuração do fuste da estaca, onde deve ser avaliada a verticalidade da torre com fio de prumo ou outro processo de maior precisão, podendo ter no máximo um desaprumo de 1% em relação a sua profundidade.

Para Falconi *et al.* (1998), quando da inserção total do trado helicoidal no solo, pelo sistema de rotação e avanço hidráulico, o trado é retirado de forma estática para fora da escavação, e então, faz-se a limpeza do mesmo de maneira que o material presente entre as pás do trado não caia na escavação, conforme Figura 9. Prossegue-se, então, com este ciclo até a cota de apoio desejada, para inserção da armadura longitudinal e posterior concretagem do elemento (HACHICH *et al.*, 1998).

Figura 9: Trado mecânico sobre chassi de caminhão.

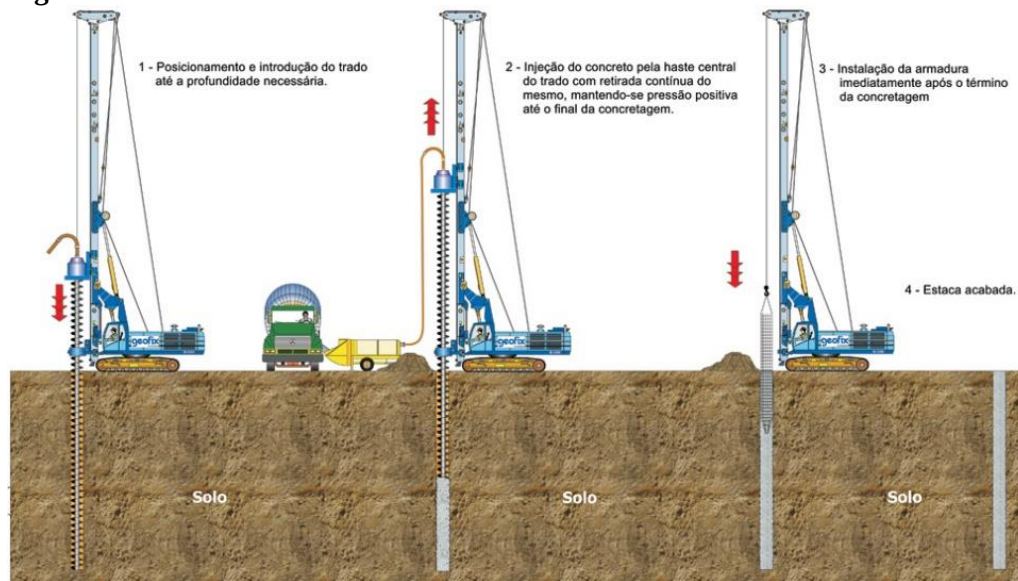


Fonte: Autores (2018).

b) Estacas tipo hélice contínua

A norma NBR 6122 (2010) - Projeto e execução de fundações *apud* Velloso e Lopes (2010), descreve esse tipo de estaca como de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e de injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada. A armação é sempre colocada após a concretagem da estaca, conforme Figura 10 (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 10: Processo executivo de estaca hélice contínua.

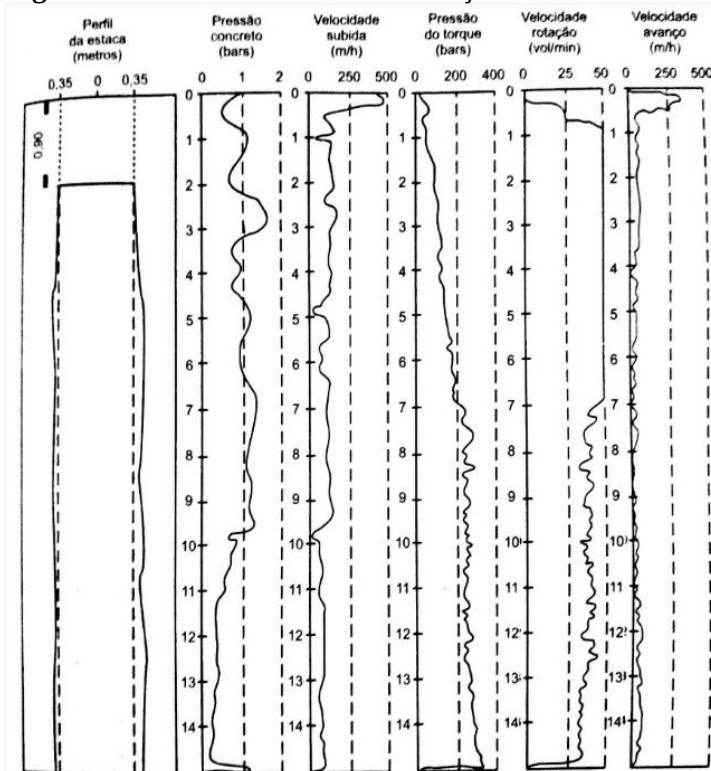


Fonte: Geofix (2018).

Conforme Joppert Jr. (2007) *apud* Beilfuss (2012) diz, pode-se resumir que as estacas de hélice contínua são feitas através da perfuração do solo, fazendo uso de caminhões perfuratriz, até a profundidade desejada e em seguida a concretagem através de um tubo localizado no centro do trado onde o concreto é bombeado do caminhão até a extremidade superior deste tubo. A medida que se concretiza a estaca, se retira o trado, girando-o em sentido contrário. A armação desta estaca deve ser feita após a concretagem, introduzindo-as manualmente pelos operários, com auxílio de vibradores e pesos (BEILFUSS, 2012).

A execução dessas estacas pode ser monitorada eletronicamente, por meio de um computador ligado a sensores instalados na máquina. Como resultados da monitoração, são obtidos os seguintes elementos: comprimento da estaca, inclinação, torque, velocidade de rotação, velocidade de extração do trado, pressão do concreto, volume de concreto e o sobreconsumo de concreto (relação percentual entre o volume consumido e o teórico calculado com base no diâmetro informado). A análise e a interpretação destes dados permitem uma avaliação da estaca executada. A Figura 11 reproduz uma folha de controle (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 11: Folha de controle de execução de estaca hélice contínua.

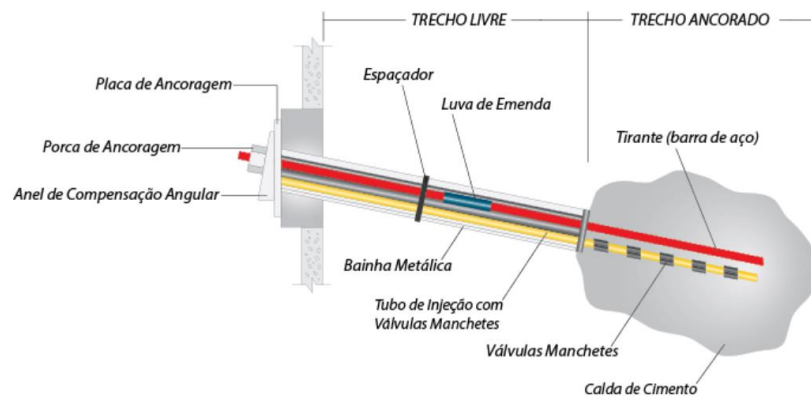


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.1.6 Tirantes

Yassuda *et al.* (1998) descreve o tirante como um elemento linear capaz de transmitir esforços de tração entre suas extremidades: a extremidade que fica fora do terreno é a cabeça e a extremidade que fica enterrada é conhecida por trecho ancorado, e designada por comprimento ou bulbo de ancoragem, conforme Figura 12.

Figura 12: Detalhamento tirante.



Fonte: RESINEX (2018).

Segundo Yassuda *et al.* (1998), a função básica do tirante é transmitir um esforço externo de tração para o terreno, através do bulbo. Evidentemente o esforço externo é aplicado na cabeça e transferido para o bulbo através do trecho livre. Como o atrito tolerado no trecho livre é limitado, praticamente toda a carga é efetivamente transmitida ao bulbo. A transmissão dos esforços é feita pelo elemento resistente à tração, normalmente aço (YASSUDA *et al.*, 1998).

O aço constituinte do tirante deve suportar o esforço com uma segurança adequada em relação ao escoamento e ainda deve ter uma proteção adequada contra a corrosão, conforme definido na norma brasileira, para garantir sua durabilidade (YASSUDA *et al.*, 1998).

O bulbo não deve se romper por arrancamento e nem deformar em demasia em função de cargas de longa duração, por efeito de fluência, com uma margem de segurança adequada. Os valores do fator de segurança da norma NBR 5629 (1996) - Execução de tirantes ancorados no terreno, são de 1,75 e 1,5 com relação ao arrancamento, respectivamente para tirantes definitivos e provisórios, e de 1,5 para fluência (YASSUDA *et al.*, 1998).

Segundo Gerscovich *et al.* (2016), os tirantes podem ser monobarras de aço ou cordoalhas, conforme Figura 13. São implantados com inclinações em relação a horizontal, em geral, entre 15° e 30°, para facilitar o processo executivo (injeção), porém podem ser utilizadas outras inclinações.

Figura 13: Tirantes cordoalhas e monobarra.

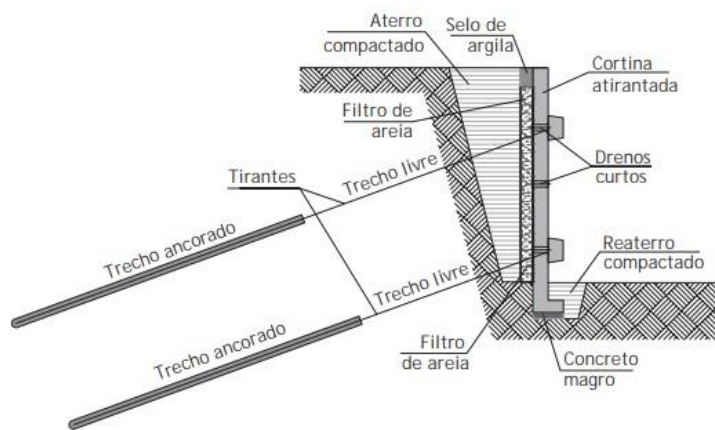


Fonte: Narezi Jr. (2018).

As paredes de concreto armado da cortina atirantada possuem espessura variando, em geral, de 20 a 40cm, de acordo com as cargas dos tirantes e os espaçamentos das ancoragens. Esta espessura é definida na elaboração do projeto estrutural da parede de concreto armado, em função do funcionamento e dos momentos ao longo do painel (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

Os tirantes são tracionados, por macaco hidráulico, até uma carga definida em projeto (carga de incorporação) e fixados na parede de concreto por meio de um sistema de placas e porcas. Esta carga nos tirantes ficará atuando contra a parede de concreto e será o carregamento responsável por se contrapor ao empuxo e garantir a estabilidade do solo arrimado, conforme Figura 14 (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

Figura 14: Seção transversal de uma cortina atirantada.



Fonte: Gerscovich *et al.* (2016).

2.1.6.1 Execução de tirantes

Segundo Yassuda *et al.* (1998), o tirante pode ser montado em oficina e no canteiro de obra. O preparo para montagem do tirante começa quando o aço é cortado e se necessário emendado, de acordo com o comprimento de projeto. As emendas devem ser feitas o mais próximo possível do bulbo de ancoragem; e nessa etapa é necessário aplicar proteção anticorrosiva no aço, para garantir a segurança através de um bom desempenho do tirante durante toda sua vida útil. Porém, devem ser tomadas as providências necessárias para que a proteção não seja danificada durante o transporte e instalação. Feito o preparo, a montagem e a proteção do tirante, deve-se então proceder a execução do furo no qual este será instalado.

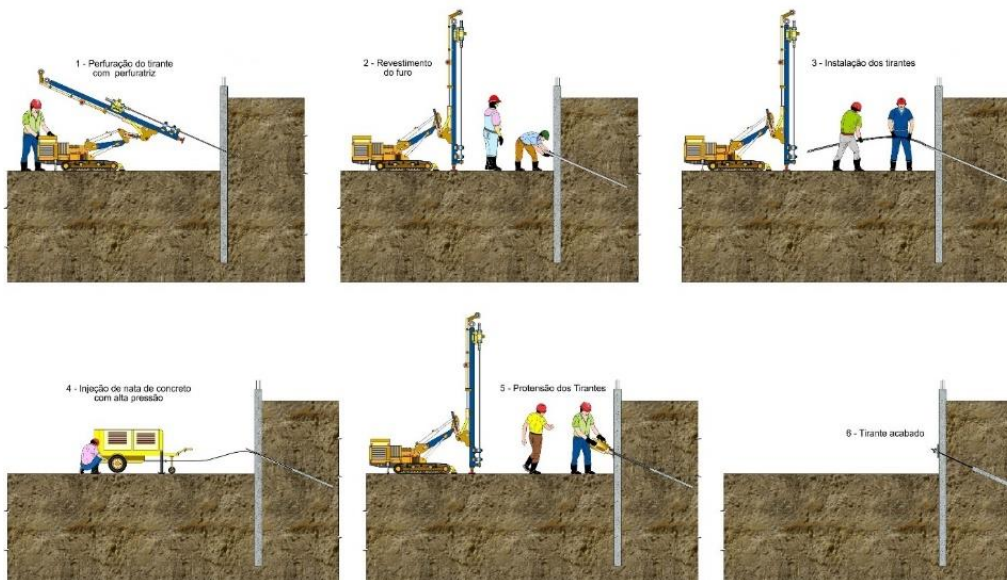
De acordo com a norma NBR 5629 (1996), é tolerado o uso de qualquer sistema de perfuração, desde que o furo resultante seja retilíneo, com diâmetro, inclinação e comprimento

previstos, e desde que obedeça ao melhor alinhamento possível. Além disso, o sistema de perfuração não deve prejudicar o comportamento das estruturas vizinhas.

Após a perfuração e verificações conforme recomendação da norma NBR 5629 (1996) - que a proteção esteja em boas condições, sobretudo nas emendas e o comprimento do furo esteja de acordo com o projeto, - parte-se para a instalação do tirante, a qual consiste na inserção do aço no furo já executado e, na sequência, a injeção da calda de cimento, podendo ser feita em estágio único ou em estágios múltiplos.

O procedimento de injeção por estágio único consiste na lavagem do furo com água para remoção de detrito e ou bentonita, seguindo assim com o preenchimento do furo com calda de cimento, utilizando uma mangueira e garantindo assim o preenchimento total. A injeção por estágios múltiplos é o sistema mais eficiente e seguro, consiste na instalação de um tubo de injeção (PVC), paralelo ao tirante, onde nesse tudo são instaladas válvulas injetáveis em locais pré-determinados, acessadas pelo obturador, que aplica pressão e volume de calda controlados, em quantos estágios forem necessários. Pode-se observar a execução de tirantes na Figura 15 (YASSUDA *et al.*, 1998).

Figura 15: Método executivo dos tirantes.



Fonte: Serki (2018).

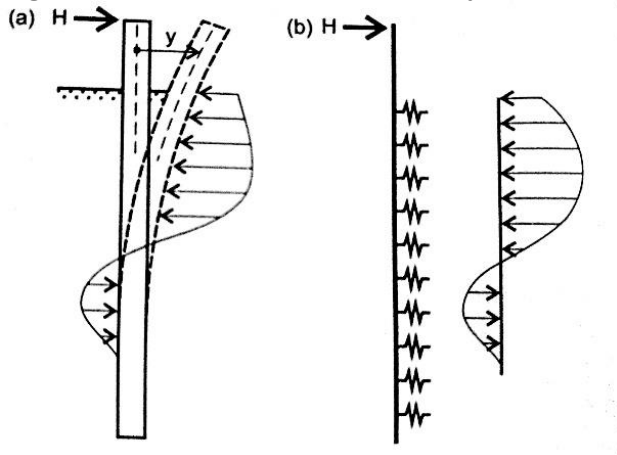
2.1.7 Esforços sobre uma contenção

De acordo com Pinto (2006), nos solos ocorrem tensões devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas. Na análise do comportamento dos solos, as tensões devidas ao peso têm

valores consideráveis, e não podem ser desconsideradas. Quando a superfície do terreno é horizontal, aceita-se, intuitivamente, que a tensão atuante em um plano horizontal a uma certa profundidade seja normal ao plano. Não há tensão de cisalhamento nesse plano. Estatisticamente, as componentes das forças tangenciais em cada contato tendem a se contrapor, anulando a resultante.

Segundo Velloso e Lopes (2010), um aspecto fundamental no estudo das estacas carregadas transversalmente é a reação do solo, ou seja, como o terreno resiste à ação da estaca. Sabe-se que essa reação depende da natureza do solo e do nível do carregamento (uma vez que o solo é um material não linear), do tipo de solicitação e da forma e dimensão da estaca. Ao se imaginar uma estaca vertical submetida a uma força horizontal, à medida que essa força aumenta, os deslocamentos horizontais da estaca também aumentam, até atingir a ruptura, conforme Figura 16 (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 16: Estaca submetida a uma força transversal.



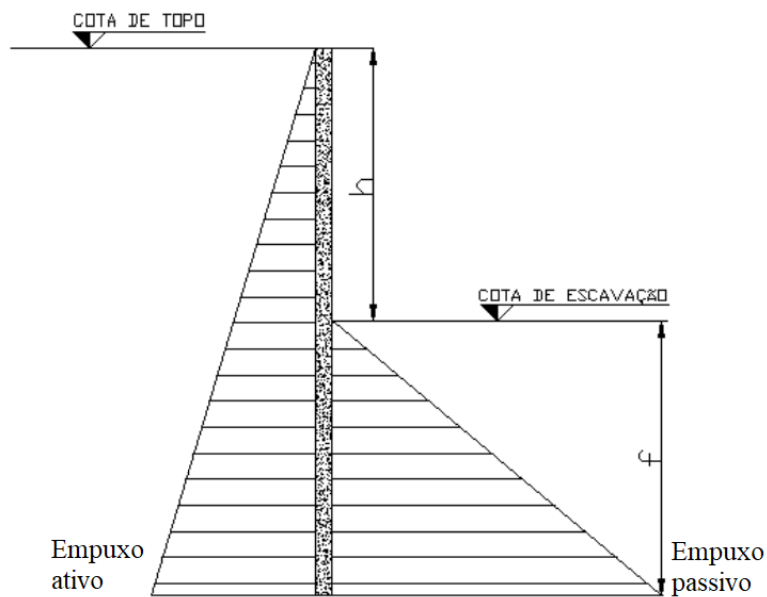
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.1.7.1 Empuxo

Os empuxos laterais de solo sobre uma estrutura de contenção são normalmente calculados por intermédio de um coeficiente, o qual é multiplicado pelo valor da tensão vertical efetiva naquele ponto. O valor deste coeficiente irá depender do processo de interação solo/estrutura, ou seja, dos movimentos relativos entre a estrutura de contenção e o solo. Deste modo, pode-se dizer que, a depender do tipo de estrutura, obter-se-ão diferentes valores de coeficientes. Estes são denominados coeficientes de empuxo do solo e dependem do movimento lateral imposto pela estrutura de contenção (MOLITERNO, 1994).

Para Moliterno (1994), empuxo de terra é o esforço exercido pela terra contra o muro. O coeficiente de empuxo de terra pode ser ativo (K_a) ou passivo (K_p), como pode se ver na Figura 17. Será considerado passivo quando atuar do muro contra a terra, o que é comum no caso dos escoramentos de vala e galerias. O empuxo ativo, designa-se pela resultante da pressão da terra contra o muro. No caso do solo não apresentar deslocamentos laterais, o coeficiente de empuxo é denominado de coeficiente de empuxo em repouso do solo (K_o).

Figura 17: Empuxo ativo e passivo.



Fonte: Reis *et al.* (2006).

Segundo Machado (1997), para o estudo dos empuxos de terra, em síntese, existem duas linhas de conduta. A primeira, de cunho teórico, apoia-se em tratamentos matemáticos elaborados a partir de modelos reológicos que tentam traduzir, tanto quanto possível, o comportamento preciso da relação tensão x deformação dos solos. A segunda forma de abordagem é de caráter empírico/experimental, sendo recomendações colhidas de observações em modelos de laboratório e em obras instrumentadas.

A análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) é, dentre os processos teóricos, o mais difundido. O uso do MEF propicia o cálculo tanto dos empuxos quanto das deformações do solo e da estrutura. Todos os aspectos do problema, como a interação solo/estrutura, sequência construtiva, comportamento tensão/deformação do solo, podem ser abordados (MACHADO, 1997).

Segundo Grau (2014), o coeficiente de empuxo no repouso ou coeficiente de empuxo em condições de deformação lateral nula é um parâmetro essencial de projeto usado na previsão

das pressões atuantes contra os muros de contenção, na análise de escorregamentos progressivos em taludes argilosos, na previsão de poropressões de barragens de terra e no cálculo das pressões de inchamento que causam atrito nas estacas em solos expansivos (GRAU, 2014).

Pode-se definir o coeficiente de empuxo no repouso (K_o) a partir da Teoria da Elasticidade, que relaciona as tensões aplicadas e as deformações alcançadas por meio do coeficiente de Poisson, conforme Equação 6 (BISHOP, 1958).

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (6)$$

Onde:

K_o = Coeficiente de empuxo no repouso;

ν = Coeficiente de Poisson do solo.

A Tabela 3 apresenta valores típicos de coeficiente de empuxo no repouso para diversos tipo de solo.

Tabela 3: Valores de K_o (Composta a partir de Bernatzik, 1947; Bichop, 1957, 1958; Simons, 1958; Terzaghi e Peck, 1967).

TIPO DE SOLO	LL	LP	IP	ATIVIDADE	K_o
Areia Compacta (e=0,60)	-	-	-	-	0,49
Areia Média (e=0,70)	-	-	-	-	0,52
Areia Fofa (e=0,88)	-	-	-	-	0,64
Areia Fofa Saturada	-	-	-	-	0,46
Areia Compacta Saturada	-	-	-	-	0,36
Argila Residual de média plasticidade	-	-	9,3	0,44	0,42
Argila Residual de alta plasticidade	-	-	31	1,55	0,66
Argila Mole, Orgânica, Indeformada	74	28	45	1,20	0,57
Argila Marinha, Indeformada	37	21	16	0,21	0,48
Argila Sensível	34	24	10	0,18	0,52
Argilas	-	-	-	-	0,60 a 0,80
Areias não compactadas (Fofas ou Compactadas)	-	-	-	-	0,40 a 0,50
Areias compactadas por camadas	-	-	-	-	0,80

Fonte: Machado (1997).

Segundo Teles (2013), o coeficiente de Poisson (ν) mede a deformação transversal para a aplicação de uma carga longitudinal através da relação entre deformações ortogonais. Para as deformações iniciais, onde é aproximadamente válida a Teoria da Elasticidade, o coeficiente de Poisson varia com a deformação. Devido a esse comportamento, a determinação exata do coeficiente de Poisson é muito difícil. Porém, como o valor de ν tem pouca influência nas previsões de engenharia, o desconhecimento do valor acurado desse parâmetro não chega a representar um grande problema.

Teixeira e Godoy (1996) apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo (ν), reproduzidos na Tabela 4.

Tabela 4: Coeficiente de Poisson.

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996).

Segundo Gerscovich (2010), o método de Rankine, estabelecido para solos granulares e estendido por R  sal para solos coesivos, constitui a primeira contribui  o ao estudo das condi  es de equilíbrio limite dos maciços, tendo em conta as equa  es de equilíbrio interno do solo. O método de Rankine consiste na integra  o, ao longo da altura do elemento de suporte, das tensões horizontais atuantes, calculadas a partir do sistema de equa  es estabelecido para o maciço.

Com o deslocamento da parede de encontro ao maciço, se observará um acréscimo de tensão principal horizontal (σ_h), sem altera  o de tensão principal vertical (σ_v). Em determinado instante, a tensão horizontal se igualará   tensão vertical, instalando-se no maciço um estado de tensões hidrostático ou isotrópico. Nos estágios seguintes, a tensão principal maior passa a ser horizontal, ou seja, ocorre uma rota  o das tensões principais. Neste caso, o solo terá atingido a condi  o passiva de equilíbrio plástico. Nesta condi  o, o coeficiente de empuxo ativo (K_a)   definido pela Equa  o 7.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (7)$$

Onde:

K_a = Coeficiente de empuxo ativo;

ϕ = Ângulo de atrito ($^\circ$).

No caso ativo, a distribuição de empuxos se anula a uma determinada profundidade. Pelo fato da região superficial apresentar tensões negativas, haverá uma profundidade em que a resultante de empuxo ativo será nula. Até esta profundidade, a escavação vertical é estável e o empuxo pode ser obtido a partir da Equação 8.

$$E_a = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (8)$$

Onde:

E_a = Empuxo ativo (kN/m);

σ_v = Tensão principal vertical (kPa);

c = Intercepto de coesão (kPa);

K_a = Coeficiente de empuxo ativo.

Com o deslocamento da parede de encontro ao maciço, se observará um acréscimo de σ_h , sem alteração de σ_v . Em determinado instante, a tensão horizontal se igualará a tensão vertical, instalando-se no maciço um estado de tensões hidrostático ou isotrópico. Nos estágios seguintes, a tensão principal maior passa a ser horizontal, ou seja, ocorre uma rotação das tensões principais. Neste caso, o solo terá atingido a condição passiva de equilíbrio plástico. Nesta condição o coeficiente de empuxo passivo (K_p) é definida pela Equação 9.

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (9)$$

Onde:

K_p = Coeficiente de empuxo passivo;

ϕ = Ângulo de atrito ($^\circ$).

Admitindo-se agora, que a parede se desloque contra o terrapleno, para que se produza o deslizamento, o empuxo deverá ser maior do que o peso do terrapleno. Assim, a tensão principal maior será horizontal. No caso, será obtido o empuxo passivo a partir da Equação 10.

$$E_p = \sigma_v \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (10)$$

Onde:

E_p = Empuxo passivo (kN/m);

σ_v = Tensão principal vertical (kPa);

c = Intercepto de coesão (kPa);

K_p = Coeficiente de empuxo passivo.

2.1.7.2 Influência da água

Segundo Marzionna *et al.* (1998) a presença da água no subsolo deverá ser considerada a partir dos condicionantes hidrogeológicos da região, das permeabilidades das várias camadas de solo e da parede de contenção, assim como do seu embutimento. Dependendo do caso, poderá ser utilizado nível d'água estático, hidrodinâmico ou até mesmo transiente, quando então deverá ser compatibilizado com a velocidade de escavação.

A correta consideração da influência da água nos empuxos se faz através da determinação das pressões neutras, não somente na parede de contenção, mas também na superfície potencial de ruptura (MARZIONNA *et al.*, 1998).

2.1.7.3 Sobrecargas

Marina (1998) afirma também que qualquer que seja o tipo de obra, provisória ou permanente, é necessária a consideração das sobrecargas externas no cálculo das paredes de contenção de valas, tais como: edifícios próximos à vala, depósitos de materiais nas proximidades da vala, equipamentos, trens-tipo de norma, entre outros.

O efeito dessas sobrecargas nas paredes de contenção (tensões horizontais) é comumente calculado através da aplicação da Teoria da Elasticidade. À título de exemplo, sugere-se a Poulos e Davis (1974), que estas considerações de sobrecargas, assim como muitas outras para diferentes geometrias e características do subsolo, estão apresentadas.

A aplicação indiscriminada das expressões da Teoria da Elasticidade pode conduzir a valores conservadores para as tensões devido às sobrecargas, em função das condições de deslocabilidade da parede. Assim, se o empuxo devido a elas resultar significativo, por exemplo superior a 40% do empuxo devido ao peso próprio do maciço, torna-se necessária a aplicação de modelos mais representativos, tais como método cinemático com a consideração simultânea de todas as ações (MARZIONNA *et al.*, 1998).

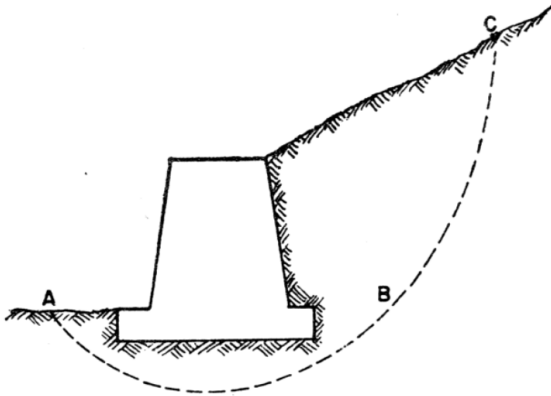
2.1.8 Análise de estabilidade

Segundo Gerscovich (2009), o objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo presente em talude natural ou construído. Em geral, as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento. Na verificação de estabilidade, devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade: tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global.

2.1.8.1 Análise de estabilidade global

Para Gerscovich (2009), a verificação de um sistema de contenção quanto a sua segurança em relação a estabilidade geral, consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura de contenção é considerada como um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido. Normalmente essa verificação consiste em garantir um coeficiente de segurança adequado a rotação de uma massa de solo que se desloca ao longo de uma superfície cilíndrica. A possibilidade de ruptura do terreno deve ser analisada segundo uma superfície de escorregamento ABC, conforme Figura 18.

Figura 18: Análise global.



Fonte: Gerscovich (2016).

Segundo a NBR 5629 (1996), no item 4.5 que trata da estabilidade global, menciona que deve se fazer duas verificações de estabilidade. Uma primeira vez para verificar a estabilidade do talude sem a consideração dos tirantes, e uma segunda vez levando-se em conta a interferência dos tirantes. Para as duas situações, o coeficiente de segurança mínimo deve ser maior do que 1,5.

- 1º verificação (item 4.5.1 da norma): sem considerar efeitos de protensão deve resultar $FS \geq 1,5$.
- 2º verificação (item 4.5.3 da norma): considerando efeitos de protensão deve resultar $FS > 1,5$.

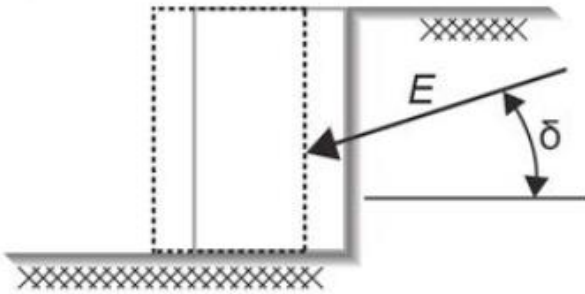
A NBR 5629 (1996), não deixa claro o motivo da exigência da primeira verificação. Caso na 1º verificação $FS \geq 1,5$ então não haveria necessidade de o bulbo ser posicionado além da superfície de ruptura, já que o talude estaria estável. Se na 1º verificação $FS < 1,5$ tornando desnecessária a segunda verificação. No entanto, pode-se entender que a norma exija a primeira verificação a fim de estabelecer o comprimento mínimo do trecho livre e assim ser possível verificar o equilíbrio do talude com os efeitos de protensão.

2.1.8.2 Segurança contra o deslizamento

Segundo Gerscovich (2009), a segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado. O empuxo passivo, quando considerado, deve ser reduzido por um fator

de segurança entre 2 e 3, uma vez que sua mobilização requer a existência de deslocamentos significativos. Alternativamente, esta componente pode ser simplesmente desprezada. A possibilidade de deslizamento deve ser analisada conforme Figura 19.

Figura 19: Deslizamento.



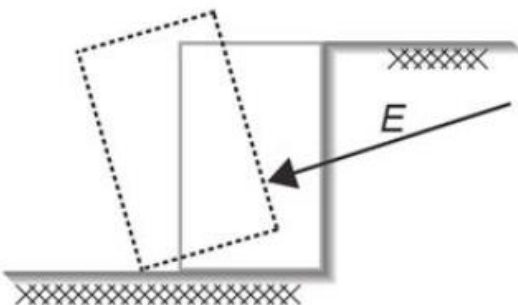
Fonte: GeoAcademy (2018).

Pinotti (2011), diz que, para o deslizamento ocorrer, as estruturas devem ser aflorantes e inclinadas na direção da face livre da vertente, com ângulo superior ao ângulo de atrito interno da rocha e ângulo menor que o da inclinação da superfície livre da vertente. O deslizamento ocorrerá ao longo da direção de mergulho, admitindo-se uma variação de 20° entorno da direção.

2.1.8.3 Segurança contra o tombamento

Para que o muro não tombe entorno da extremidade externa, conforme Figura 20, o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante. O momento resistente corresponde ao momento gerado pelo peso do muro.

Figura 20: Tombamento.



Fonte: GeoAcademy (2018).

De acordo com Fiori e Carmignari (2009) *apud* Pinotti (2011), o processo de tombamento de blocos (*toppling*) envolve mecanismos diferentes de movimentação das massas rochosas, não ligados a algum tipo de escorregamento. Blocos individuais ou conjunto de blocos sofrem uma rotação sobre eixos fixos, tombando assim, na face livre da vertente.

Para que ocorra o tombamento de blocos, é essencial a presença de planos estruturais bem definidos como acamamento, xistosidade, falhas, juntas, etc. As condições mais favoráveis aparecem quando duas famílias de descontinuidades se cruzam, uma delas mergulhando com altos ângulos e contra a face livre da vertente e a outra com baixos ângulos, no mesmo sentido da vertente (PINOTTI, 2011).

2.1.8.4 Ruptura de cortina atirantada

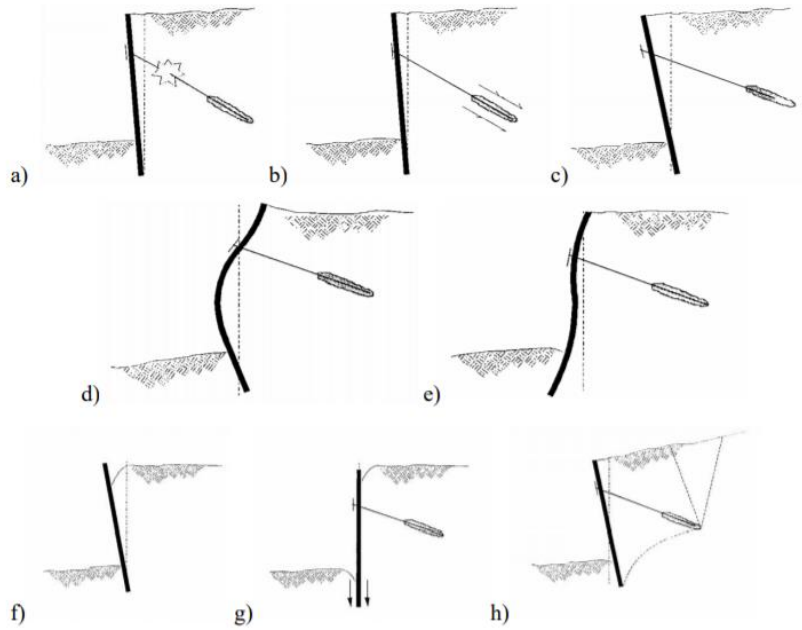
A segurança de uma obra de cortina atirantada está diretamente relacionada com o nível de informações obtidas para realização do projeto, como as características do solo e dos elementos de ancoragem, além dos condicionantes da obra como o nível do lençol freático, sobrecargas de aterro ou estrutura vizinhas, sendo temporárias ou permanentes (SILVA, 2016).

A NBR 5629 (1996), diz que um importante fator ao se analisar a estabilidade das partes constituintes e interna do maciço é a orientação da direção dos tirantes em seu interior para determinar quais os esforços (tração, cisalhamento ou flexão) estão atuando e influenciando a estabilidade da estrutura. De acordo com Carvalho (2009), os modos de ruptura de uma estrutura ancorada e as principais verificações que devem ser consideradas no desenvolvimento dos projetos são:

- a) ruptura da armação do tirante;
- b) ruptura do bulbo na interface calda-terreno ou insuficiência de ancoragem do bulbo;
- c) ruptura do bulbo na interface calda-armadura;
- d) ruptura da cortina por flexão (baixa rigidez à flexão);
- e) ruptura da cortina por empuxo passivo insuficiente;
- f) ruptura por rotação 65 da cortina (antes da execução da ancoragem);
- g) ruptura por resistência insuficiente da fundação (recalque na fundação);
- h) ruptura por rotação (ou tombamento).

De acordo com Carvalho (2009), a forma esquemática dos modos de ruptura que podem ocorrer em uma estrutura estabilizada em cortina atirantada está representada na Figura 21.

Figura 21: Tipos de ruptura de uma cortina ancorada em solo.



Fonte: Carvalho (2009)

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

A pesquisa foi realizada pelo método quantitativo, pois foram levantados os dados de deslocamentos horizontais *in loco* através de medições com trena eletrônica a laser e comparadas com as estimativas obtidas pelo dimensionamento no *software* CypeCAD 2016.

Trata-se de uma análise de deslocamento horizontal de uma contenção de estaca em hélice contínua atirantada, em uma obra contendo três subsolos e duas linhas de tirantes, localizada na cidade de Toledo - PR.

Toledo é um município brasileiro localizado na região oeste do Paraná. Considerado "Capital do Agronegócio do Paraná", impulsionado pelo seu solo fértil e plano, que faz concentrar cooperativas e outras empresas do ramo, tornando-o um dos maiores produtores de grãos do interior do estado. O município se estende por 1 197 km² e sua população em 2018 é de 138 572 habitantes, conforme estimativa do IBGE. Situado a 550 metros de altitude, Toledo tem as seguintes coordenadas geográficas: Latitude: 24° 43' 12" Sul, Longitude: 53° 44' 36" Oeste.

Segundo pesquisa realizada pela revista Exame (2014), Toledo faz parte do ranking das 100 cidades do país para investir em negócios. De acordo com o índice FIRJAN de Desenvolvimento Municipal de 2018, ela é também considerada, hoje, uma das melhores cidades do Paraná para se morar. O município está entre as 100 cidades mais desenvolvidas do Brasil.

O estudo de caso foi realizado para uma contenção em cortina de estacas atirantadas na obra de um edifício comercial localizada em frente a Prefeitura Municipal de Toledo, na Rua Almirante Barroso, esquina com a Rua Raimundo Leonardi, de acordo com a Figura 22. O edifício terá aproximadamente 12.000 m² de área construída e três subsolos de garagem.

Figura 22: Mapa com a localização do edifício.



Fonte: Google Maps (2018).

Após a coleta de dados, foram averiguadas as movimentações horizontais da contenção para identificar se a estrutura atingiu o comportamento previsto no dimensionamento ou não, além de avaliar se o dimensionamento para a contenção está dentro dos fatores de segurança necessários ou superdimensionado.

3.1.2 Caracterização da cortina de estacas

A execução da cortina atirantada de estacas em hélice contínua, no local de estudo, resumiu-se em 5 (cinco) etapas construtivas, a primeira etapa sendo a execução das estacas em toda a contenção e, da viga de coroamento, seguindo pela segunda etapa, que consistiu na escavação até a cota -3,88m do primeiro subsolo e, perfuração da primeira linha de tirantes e protensão na cota -3,38 conforme Figura 23.

Figura 23: Execução dos furos e protensão dos tirantes.



Fonte: Autores (2018).

Após a execução da primeira linha de tirantes, foi executada a concretagem da viga de travamento do primeiro subsolo. Em seguida, foi executada a escavação até a cota -6,58m, do segundo subsolo e, execução da segunda linha de tirantes na cota -6,08m.

Por último, foi executada a escavação do terceiro subsolo, o qual será feito o rebaixamento temporário do nível da água encontrada no subsolo para permitir a execução das fundações, conforme Figura 24.

Figura 24: Escavação do terceiro subsolo.



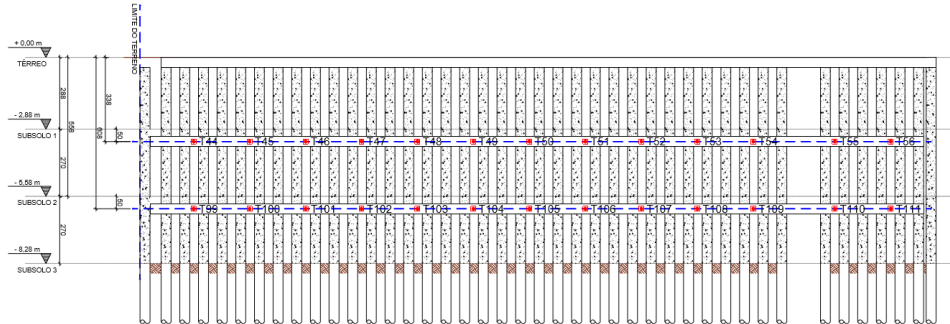
Fonte: Autores (2018).

A contenção em cortina de estaca foi executada por uma perfuratriz hidráulica do tipo hélice contínua formada por um total de 186 (cento e oitenta e seis) estacas divididas entre os

quatro lados da escavação, todas elas com diâmetro de 40cm e espaçamentos entre eixos de 75cm, com comprimentos de até 18m.

A análise foi realizada no meio da contenção localizada no limite do terreno com a Rua Raimundo Leonardi, composta por 42 estacas. A escavação foi feita em três etapas, totalizando uma profundidade total de 8,28m, representada na Figura 25.

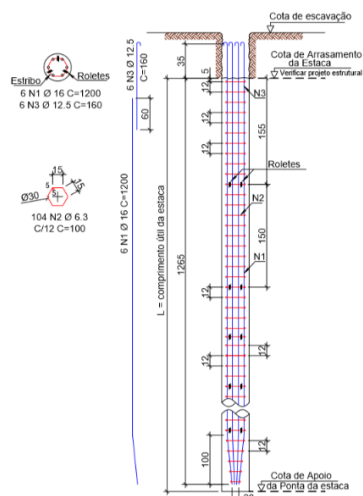
Figura 25: Perfil da contenção analisada.



Fonte: Autores (2018).

Para a execução das estacas, foi utilizado concreto com resistência à compressão de 20MPa aos 28 dias, agregado graúdo brita 0 para agregado máximo e, *Slump Test* 220 ± 20 mm. Armadura longitudinal composta por seis barras de 12,5mm com comprimento de 1,6m e seis barras de 16mm com comprimento de 12m, armadura transversal composta por 104 estribos de 6,3mm espaçadas a cada 12cm, ambas com aço CA-50 conforme mostrado na Figura 26.

Figura 26: Detalhamento da armadura.

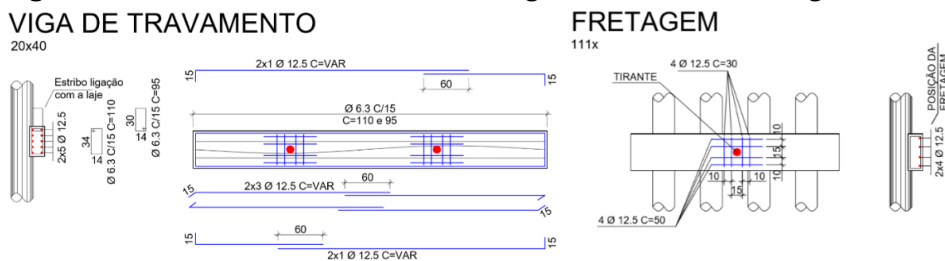


Fonte: Autores (2018).

Foram executadas duas vigas de travamento, uma posicionada na cota -3,38m e outra na cota -6,08m, onde foi utilizado concreto com resistência característica (f_{ck}) maior ou igual a 30MPa e aço CA-50. A armadura longitudinal foi composta por 10 barras de 12,5mm de diâmetro e estribos com 6,3mm de diâmetro com espaçamento de 15cm.

No local de cada tirante foi executado um reforço de fretagem composto por uma malha de aço de 12,5mm, sendo quatro barras na horizontal com comprimento de 50cm e quatro barras na vertical com comprimento de 30cm. Pode-se visualizar o detalhamento da viga de travamento e do reforço de fretagem na Figura 27.

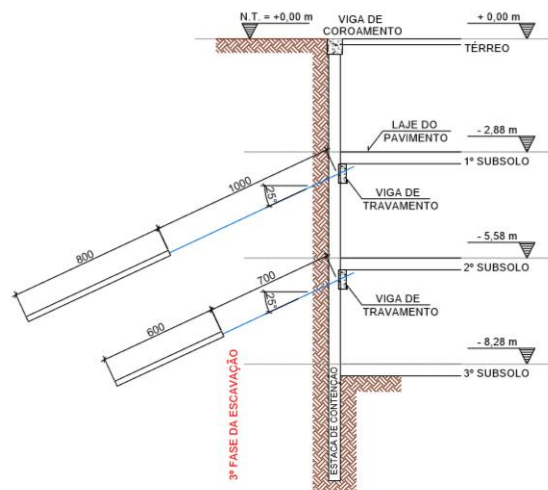
Figura 27: Detalhamento da armadura da viga de travamento e fretagem.



Fonte: Autores (2018).

No total foram utilizados 26 (vinte e seis) tirantes provisórios compostos por três cordoalhas CP-190 RB 12.7 nas duas linhas da contenção analisadas, todos com inclinação de 25°. A primeira linha foi executada no nível -3,38m, com comprimento livre de 10m e comprimento ancorado de 8m, enquanto a segunda linha foi executada no nível -6,08m, com comprimento livre de 7m e ancorado de 6m, conforme Figura 28.

Figura 28: Detalhe da escavação e ancoragem.



Fonte: Autores (2018).

Na determinação dos índices característicos da cortina de estacas foram consideradas as condições ambientais do terreno e o laudo de sondagem *Standard Penetration Test* do furo 1 (SPT1) pelo fato de estar mais próximo da contenção, além de estudos específicos do solo da região. De acordo com a estrutura de contenção executada em cortina de estacas escavadas, foi elaborada a Tabela 5, com dados gerais de projeto, os quais foram levados em consideração para as fases de execução da estrutura de contenção.

Tabela 5: Dados gerais da contenção.

Tipo de contenção	Parede de estacas em concreto armado atirantada
Extensão da contenção	31 metros
Tipo de Fundação da edificação	Isolada e sem ligação com a contenção
Divisas	Via de tráfego intenso de automóveis, ônibus e caminhões
Quantidade de subsolos	3
Altura subsolo 1	2,88 metros
Altura subsolo 2	2,70 metros
Altura subsolo 3	2,70 metros
Altura Total	8,28 metros
Comprimento total das estacas	18 metros
Cota da 1ª linha de tirantes	-3,38 metros
Cota da 2ª linha de tirantes	-6,08 metros
Quantidade de tirantes	13
Profundidade do nível freático	7,9 metros
Número de estacas	41
Diâmetro das estacas	40 centímetros
Distância entre eixo das estacas	75 centímetros
Resistência característica do concreto	20 Mpa
Aço das armaduras longitudinais	CA-50
Aço dos estribos	CA-60
Cobrimento	5 centímetros

Fonte: Autores (2018).

3.1.3 Caracterização do solo

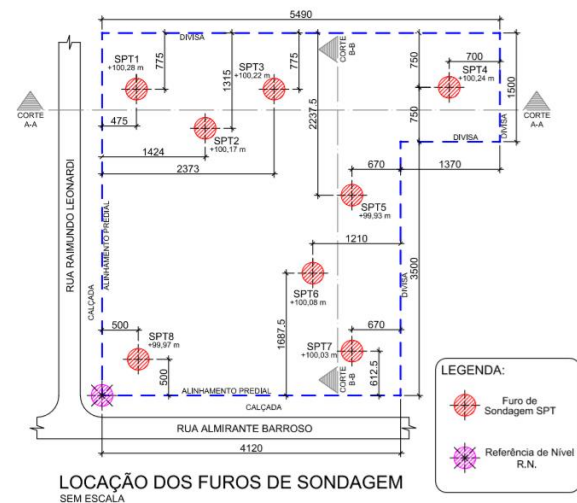
Segundo Härter (2016), o município de Toledo está localizado no terceiro planalto paranaense, também chamado de planalto de Guarapuava. O solo apresenta-se revestido de uma camada de arenitos, a região tem características de rochas eruptivas e dos tipos de solos a ela correspondentes. O solo é do tipo latossolo roxo, com boa capacidade de permeabilidade.

Para Pereira (2016), alguns pontos de Toledo-PR apresentam as condicionantes para se classificarem como solo colapsível, o qual apresenta características peculiares, devido a sua

formação, alta porosidade, presença de agentes cimentantes (óxidos de ferro) e condição não saturada.

A caracterização geotécnica do solo no local da obra foi realizada antes do início do presente trabalho, onde foram executados oito furos de sondagens do tipo SPT como apresenta a Figura 29.

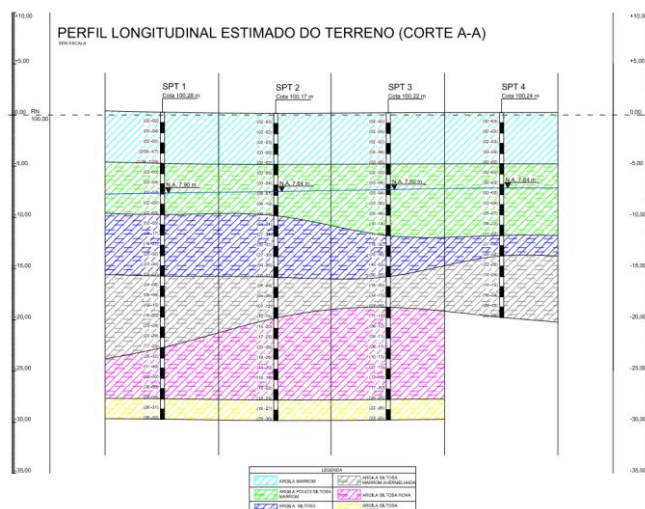
Figura 29: Localização dos furos de sondagem.



Fonte: Autores (2018).

Os resultados das camadas dos materiais que constituem o solo, de acordo com a classificação visual-tátil, apresentam camadas de solo semelhantes entre si, indicando que o mesmo é composto por: argila, argila pouco siltosa e argila siltosa, conforme Figura 30.

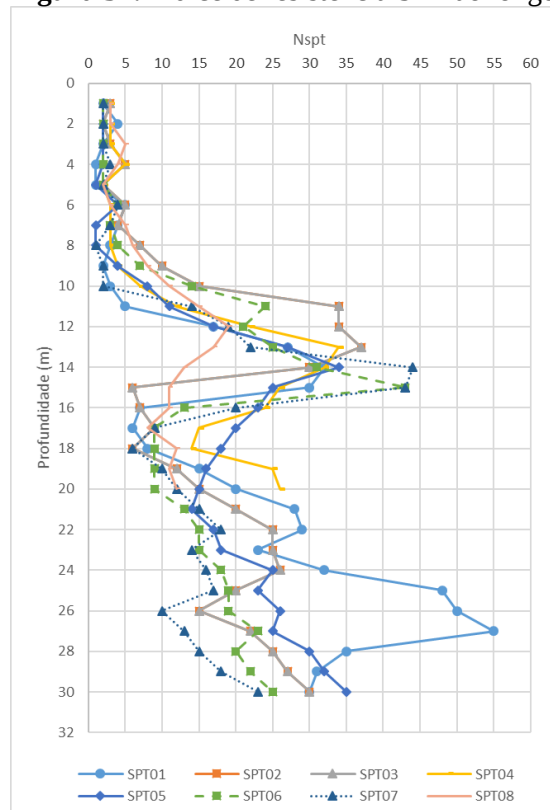
Figura 30: Perfil estimado do terreno.



Fonte: Autores (2018).

Com os dados obtidos para 8 (oito) furos de sondagens SPT realizadas no local, foi elaborada a Figura 31, que apresenta a resistência do solo (N_{spt}) ao longo da profundidade. Para cada furo foi emitido um laudo individual de sondagem. Segundo Almeida e Oliveira (2018), devido ao perfil heterogêneo e suas características residuais, quanto maior a profundidade, maior a resistência do solo, que é proporcional ao índice de resistência à penetração do solo, o N_{spt} .

Figura 31: Índice de resistência SPT ao longo da profundidade.



Fonte: Autores (2018).

Em nenhum furo verificou-se o impenetrável por rocha ou matacão. Além disso, nos furos executados, o lençol freático foi detectado entre 7,00 e 8,00m de profundidade. Pode ser verificado um perfil individual de sondagem SPT no ANEXO A.

3.1.3.1 Parâmetros de resistência

De acordo com Pinto (2006), a coesão atua diminuindo as tensões ativas e aumentando as tensões passivas. Como as tensões ativas significam ações e as passivas significam

resistências, a influência da coesão será sempre favorável, pois diminui as ações e aumenta as resistências.

Cintra e Aoki (2011) dizem que é habitual o cálculo da capacidade de carga apenas com os valores não drenados de intercepto de coesão e ângulo de atrito. Os valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') podem ser utilizados para comprovar o acréscimo de capacidade de carga com o tempo.

Para estimativa do valor da coesão não drenada, Teixeira e Godoy (1996) sugerem uma correlação com o índice de resistência à penetração N_{spt} , conforme apresenta Equação 11.

$$c = 10 \cdot N_{spt} \quad (\text{kPa}) \quad (11)$$

Onde:

c = Intercepto de coesão (kN/m^2);

N_{spt} = Índice de resistência à penetração.

Ainda para a estimativa de ângulo de atrito, na condição não drenada, existem no meio técnico duas correlações empíricas muito difundidas com o índice de resistência à penetração do N_{spt} . A primeira correlação é de Godoy (1983), conforme Equação 12 e a segunda correlação é de Teixeira (1996), conforme Equação 13.

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt} \quad (12)$$

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15^\circ \quad (13)$$

Onde:

ϕ = Ângulo de atrito ($^\circ$);

N_{spt} = Índice de resistência à penetração.

Segundo Almeida e Oliveira (2018), também é possível obter o intercepto de coesão para argilas em função do N_{spt} . O peso específico pode ser adotado a partir dos valores aproximados, os quais são baseados em função da compacidade da consistência da argila. Bowles (1997) apresenta alguns valores para o peso específico de solos coesivos saturados. A Tabela 6 apresenta valores de correlação com N_{spt} sugeridos para solos coesivos.

Tabela 6: Parâmetros de resistência em função do Nspt.

Consistência do Solo	Nspt	Coesão (kPa)	Peso Específico Natural (kN/m³)	Peso Específico Saturado (kN/m³)
Muito Mole	< 2	< 10	13	16 - 19
Mole	2 a 4	10 a 25	15	
Média	4 a 8	25 a 50	17	17 - 20
Rija	8 a 15	50 a 100	19	
Muito Rija	15 a 30	100 a 200	-	19 - 22
Dura	> 30	> 200	21	

Fonte: Almeida e Oliveira (2018), adaptado pelos autores (2018).

3.1.4 Ensaios de caracterização

Para a caracterização dos índices físicos do solo na região analisada, foi realizado um conjunto de ensaios de laboratório. Entre estes ensaios, estão os de granulometria conjunta de acordo com a NBR 7181 (2016); limites de liquidez de acordo com a NBR 6459 (1984); e limite de plasticidade de acordo com a NBR 7180 (1984).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos I, no campus do Centro Universitário Assis Gurgacz, com as amostras deformadas coletadas no local da obra e juntamente aos resultados de sondagem que já haviam sido realizadas no local de execução da contenção.

3.1.4.1 Ensaio de granulometria conjunta

Para o ensaio de granulometria conjunta, a NBR 7181 (2016) diz que, deve-se passar o material na peneira de 2,0 mm, tomando-se a precaução de desmanchar no almofariz todos os torrões eventualmente ainda existentes. Do material passado na peneira 2,0 mm tomar cerca de 70g de solo e transferir para um béquer de 250 cm³ e juntar com o defloculante. Agitar o béquer até que todo o material fique imerso e deixar em repouso, no mínimo 12 horas. Verter, então, o material no copo de dispersão, adicionar água destilada até que seu nível fique 5cm abaixo das bordas do copo e submeter à ação do aparelho dispersor durante 15 minutos, conforme Figura 32.

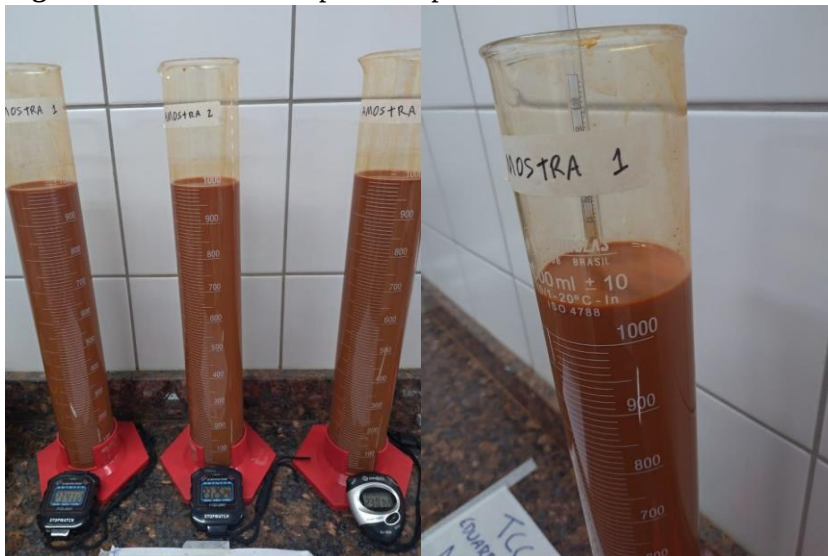
Figura 32: Amostra submersa em defloculante e aparelho dispersor.



Fonte: Autores (2018).

Transferir a dispersão para a proveta e adicionar água destilada até atingir o traço correspondente a 1.000 cm^3 . Em seguida, executar movimentos enérgicos de rotação, durante 1 (um) minuto. Imediatamente após terminada a agitação, anotar a hora exata do início da sedimentação e mergulhar cuidadosamente o densímetro na dispersão. Efetuar as leituras do densímetro correspondentes aos tempos de sedimentação de 0,5, 1 e 2 minutos. Se o ensaio não estiver sendo realizado em local de temperatura constante, colocar a proveta no banho onde permanecerá até a última leitura. Fazer as leituras subsequentes a 4, 8, 15 e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, a contar do início da sedimentação, conforme Figura 33.

Figura 33: Amostra em repouso na proveta e leitura do densímetro.



Fonte: Autores (2018).

Após realizada a última leitura, verter o material da proveta na peneira de N° 200 e efetuar a lavagem com água potável à baixa pressão na peneira mencionada. Secar o material retido na peneira N° 200 em estufa e, utilizando-se o agitador mecânico, passar nas peneiras de N° 16, 30, 40, 60 e 200, conforme Figura 34.

Figura 34: Agitador mecânico.



Fonte: Autores (2018).

3.1.4.2 Ensaio de limite de liquidez

Para determinar o Limite de Liquidez foram adotados os métodos desenvolvidos por Casagrande e assim normatizados pela NBR 6459 (1984). Para o procedimento, levou-se à estufa uma quantidade de material suficiente para que, após passagem por estufa e passado na peneira de nº40, se obtivesse uma amostra de 200g.

Colocou-se uma quantidade de solo que seja suficiente para a execução do ensaio, destorrado e peneirado dentro da cápsula de porcelana e adicionou-se pequenas porções de água destilada, misturando a porção de solo, de modo que se obtivesse um material homogeneizado, visando que a umidade presente na amostra fosse constante em toda a sua composição.

Iniciou-se o ensaio com o solo em condições mais secas, passando para a condição mais úmida durante o decorrer do procedimento. Prosseguindo o ensaio, colocou-se uma porção de solo na concha do aparelho, de tal forma que o material se apresentasse em espessura de no máximo 1cm no centro da concha, evitando, assim, que as porções de ar estivessem no meio da composição. Posicionando o cinzel de forma perpendicular ao formato da concha, realizou-se

a abertura de uma ranhura padronizada, dividindo, dessa forma, a porção de material em duas partes, conforme Figura 35.

Figura 35: Abertura da ranhura no centro da concha.



Fonte: Autores (2018).

Dando seguimento, aplicou-se movimentos de rotação na manivela do aparelho com uma velocidade de 2 golpes/segundo, contando o número de golpes necessários para fechar a ranhura de 1cm na parte central. Anotando o número de golpes necessários para fechar a ranhura, foi retirada uma amostra de solo do local onde se verificou o fechamento, para determinar o teor de umidade da amostra.

Retornou-se a porção que ficou na concha novamente para o recipiente de porcelana e adicionou-se porções de água, para que no próximo teste o número de golpes resultantes seja menor que o anterior. Foram repetidos todos os passos anteriores, com objetivo de se obter um número de 5 (cinco) amostras com a variação do número de golpes entre um máximo de 50 golpes e um mínimo de 16.

3.1.4.3 Ensaio de Limite de Plasticidade

Para determinar o Limite de Plasticidade foram adotados os métodos descritos pela NBR 7180 (2016). Tomou-se uma porção de solo de acordo com os mesmos procedimentos executados para a preparação das amostras para a realização do ensaio de LL. O mesmo

processo de preparação foi realizado também em cápsulas de porcelana, com pequenas adições de água destilada e homogeneizada por completo, separando assim em pequenas porções com aproximadamente 10g, de modo a formar rolos cilíndricos.

Com o rolo cilíndrico formado, foi rolado com pressão da mão sobre a placa de vidro esmerilhada, até a formação de um cilindro com aproximadamente 3mm de diâmetro, de acordo com gabarito metálico, conforme Figura 36.

Figura 36: Rolo cilíndrico.



Fonte: Autores (2018).

Nos casos em que o cilindro se rompeu antes de atingir a conformação, o material foi devolvido à cápsula para novos incrementos de água destilada, visando à elevação do teor de umidade, repetindo, novamente, o processo de homogeneização. Foram repetidos os procedimentos para se obter 5 (cinco) determinações do teor de umidade.

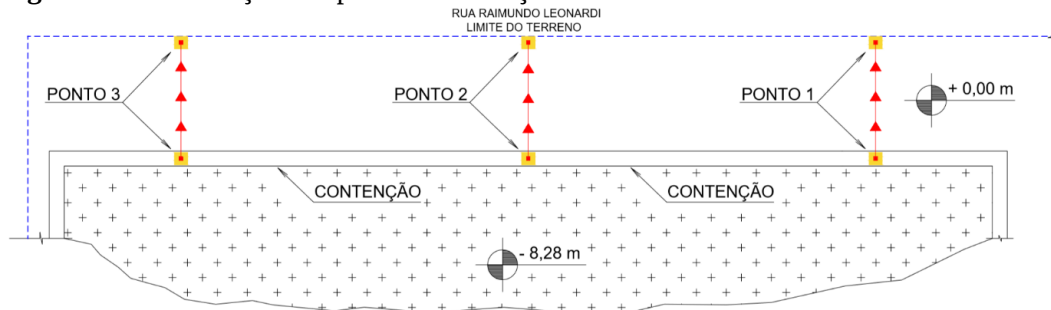
O Limite de Plasticidade é determinado pela média dos teores de umidade próximos, e que conforme norma, os valores superiores a um desvio padrão de 5% foram descartados.

3.1.5 Instrumentos e procedimentos para coleta de dados

Para a coleta de dados dos deslocamentos *in loco*, foram realizadas medições em três pontos da contenção, um ao centro da cortina analisada e os outros dois próximos a cada extremidade da mesma parede, podendo assim possuir uma média e verificar se teve diferença de deslocamento nos diferentes pontos. Para isso, foi fixado um perfil metálico com base concretada ao solo, a uma distância de 4m da viga de coroamento da contenção e

perpendicularmente a ela, onde foi posicionado outro perfil metálico fixada na própria viga, conforme Figura 37.

Figura 37: Localização dos pontos de medições.



Fonte: Autores (2018).

Com o uso de uma trena a laser BOSH GLM 30, conforme Figura 38, foram medidas as distâncias horizontais entre os dois perfis metálicos durante a execução da obra, tendo como marco zero, a primeira coleta, antes mesmo da escavação do primeiro subsolo, seguindo até a execução e travamento da segunda linha de tirantes. A coleta de dados foi realizada *in loco*, com aferições realizadas uma vez por semana, até a conclusão deste trabalho, totalizando 22 semanas.

Figura 38: Aferição das distâncias horizontais com trena a laser.



Fonte: Autores (2018).

3.1.6.1 Dimensionamento da estrutura de contenção através de *software*

Após realizadas todas as coletas de dados *in loco* necessárias para comparação dos deslocamentos, foram utilizados os dados obtidos pelo ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) para caracterização das camadas do maciço e assim ser possível realizar o dimensionamento da contenção através do *software* CypeCAD® 2016, para avaliar se está dentro dos fatores de segurança ou até mesmo superdimensionada.

Para a verificação das deformações através do *software*, foi preciso cadastrar o tipo de obra desejada. Após escolhida, foi aberto um assistente de projeto, no qual inicialmente foram lançados os dados da edificação, tais como: profundidade da escavação, nível freático, sobrecarga do terreno. Estas sobrecargas são carregamentos na superfície de terrenos vizinhos, que ocorrem devidos a construções existentes ou até mesmo devido a vias com tráfego pesado. Em caso de contenções afastadas da divisa do terreno, devem ser previstas sobrecargas de maquinários pesados, quando necessário.

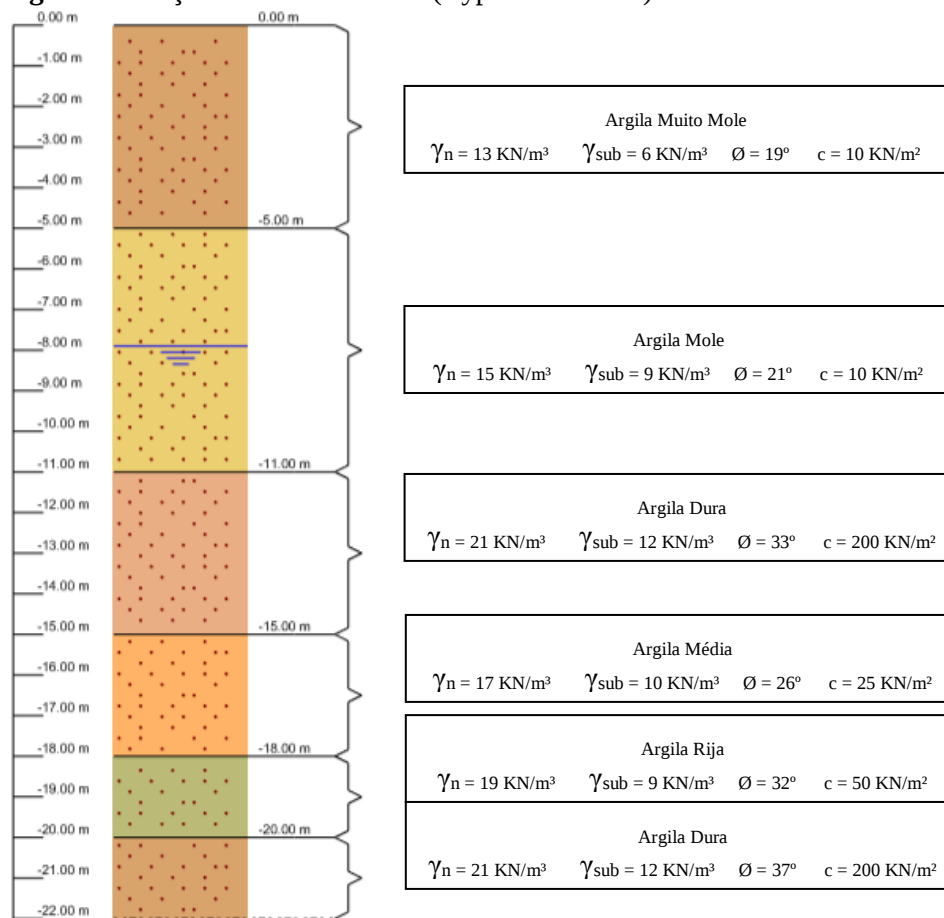
Após a definição e lançamento de todos os dados necessários, foi iniciada a caracterização das etapas construtivas da estrutura de contenção, considerando as fases de carregamento para o método convencional de escavações de subsolos.

O dimensionamento da estrutura de contenção pelo método convencional é caracterizado de maneira geral pelas etapas: escavação até a cota desejada, colocação de escoras e atirantamento da parede, quando necessários, finalização da escavação até a profundidade determinada e construção das lajes para o número de subsolos definido em projeto.

No final ou até mesmo durante a determinação das fases construtivas, é possível alterar as características de cada camada de subsolo e também alterar o tipo de contenção. Durante todas as fases construtivas é possível observar o resumo de descrição das etapas no perfil do terreno.

Inicialmente foram lançados dados gerais da contenção e as características do solo, tais como densidade aparente, densidade submersa, ângulo de atrito interno, intercepto de coesão, coeficiente de recalque de empuxo ativo, empuxo passivo e gradiente do coeficiente de recalque, conforme Figura 39.

Figura 39: Seção vetical do terreno (CypeCAD® 2016).



Fonte: Autores (2018).

Através da correlação com o Índice de Resistência à Penetração N_{spt} , citado no tópico de caracterização do solo, obtêm-se os valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito, para que seja possível obter um resultado mais próximo da realidade.

Segundo Mendes (2016), para obtenção do módulo de reação horizontal (k_h) pode-se utilizar a correlação empírica para solos argilosos de Terzaghi (1956), de acordo com a Equação 14.

$$k_h = 0,2 \cdot \frac{k_1}{B} \quad (14)$$

Onde:

k_h = Módulo de reação horizontal (kN/m³);

k_1 = Peso específico seco (kN/m³);

B = Diâmetro da estaca (m).

O valor de k_1 foi considerado de acordo com a classificação do solo por camadas, conforme Tabela 7.

Tabela 7: Coeficiente k_1 para solos argilosos.

Condição	Argila Mole (kN/m³)	Argila Média (kN/m³)	Argila Rija (kN/m³)	Argila Dura (kN/m³)
Seca ou saturada	0 a 15.000	20.000	50.000	100.000

Fonte: Mendes (2016) *apud* Terzaghi (1956).

A Tabela 8 apresenta um resumo dos dados relativos às características do solo, conforme os estados de consistência de acordo com o índice de resistência à penetração do SPT 1 (ANEXO 1), dividido em camadas.

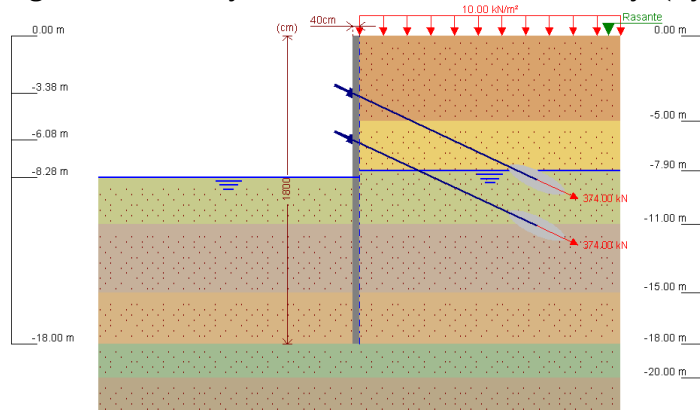
Tabela 8: Características das camadas.

Descrição	γ_d (kN/m³)	γ_{ds} (kN/m³)	ϕ (°)	C (kN/m²)	Kh (kN/m³)
Argila Muito Mole	13	6	19,47	10	7500
Argila Mole	15	9	21,32	10	7500
Argila Dura	21	12	33,44	200	50000
Argila Média	17	10	25,95	25	10000
Argila Rija	19	9	32,32	50	25000
Argila Dura	21	12	37,36	200	50000

Fonte: Autores (2018).

Após lançamento dos dados gerais, foi lançada a primeira fase da obra, que consiste na escavação até a cota -3,88, antes da execução da primeira linha de tirantes, para obter resultados da pior situação, conforme. Nesta fase foram lançados também os dados relativos dos tirantes, tais como rigidez axial, cargas e espaçamentos, seguido dos dados da segunda fase da obra, que consiste na escavação até a cota -6,58, antes da execução da segunda linha de tirantes. Por fim, após lançamento dos dados da segunda fase da obra, foram lançados os dados da fase de serviço, que consiste na escavação até a cota -8,28 e término da escavação, conforme mostra Figura 40.

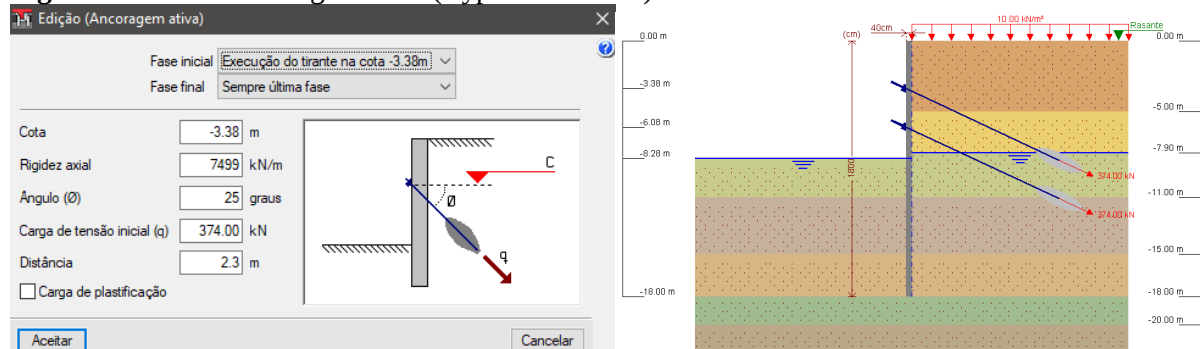
Figura 40: Escavação até a cota -8,28 e fase de serviço (CypeCAD® 2016).



Fonte: Autores (2018).

Em seguida foram lançados os dados de tirantes para ancoragem ativa da cortina. Para isso foi preciso lançar os dados de carga de tensão inicial, cota da cabeça do tirante, distância entre tirantes, ângulo de inclinação, entre outros. A Figura 41 apresenta a aba de lançamento dos dados de ancoragem ativa e o perfil do terreno com tirantes executados.

Figura 41: Dados ancoragem ativa (CypeCAD® 2016).



Fonte: Autores (2018).

A NBR 5629 (1996) determina, por motivos técnicos de medição, que a força de tração deve manter o conceito de tensão admissível igual a 90% da sua resistência característica à tração, dividida pelo fator de segurança (FS) de 1,75 ou 1,50, conforme os tirantes, definitivos ou provisórios e, desde que o material não apresente fluência.

Por motivo de segurança, foi utilizada a carga mínima de ruptura de acordo com o catálogo do fabricante das cordoalhas, que é de 18,7 tf (toneladas-força) de carga de tensão inicial, equivalente a 187 kN (quilo-newtons), para cada cordoalha, sendo especificadas no projeto 3 (três) cordoalhas em cada tirante, somou-se um total de 56,1 tf. Para uso dos dados no

software, foi utilizado o FS de tirantes provisórios de 1,50, ficando então uma carga de tensão de 37,4 tf, equivalente a 374 kN.

A rigidez axial depende da deformação elástica do rolamento sob a carga e pode ser expressa como a relação entre a carga e a deflexão, conforme Equação 15. Entretanto, já que a relação entre a deflexão e a carga não é linear, somente é possível fornecer valores de referência obtidos diretamente dos fabricantes.

$$EA = E \times A \quad (15)$$

Onde:

EA = Módulo de rigidez axial (kN);

E = Módulo de elasticidade (kN/mm²);

A = Área da seção transversal do tirante (mm²).

Conforme o item de caracterização do local de estudo, foram utilizados tirantes provisórios composto por três cordoalhas CP-190 RB 12.7 nas duas linhas da contenção analisada. A primeira linha foi executada com comprimento livre de 10m e comprimento ancorado de 8m. A segunda linha foi executada com comprimento livre de 7m e ancorado de 6m. Os dados dos tirantes lançados no *software* podem ser vistos na Tabela 9.

Tabela 9: Descrição dos tirantes.

Descrição	Cota (m)	Rigidez Axial (kN/m)	Ângulo (°)	Carga (kN)	Distância (m)
1º Linha	-3,38	7499	25	374	2,25
2º Linha	-6,08	9999	25	374	2,25

Fonte: Autores (2018).

Após o lançamento dos dados necessários para o dimensionamento, o *software* apresentou se as verificações foram cumpridas, além dos diagramas de esforços, momentos fletores, empuxos e deslocamentos horizontais.

3.1.7 Análise dos dados

Com os resultados obtidos *in loco*, juntamente aos gráficos finais de dimensionamento por *software*, foi feita uma análise comparativa dos deslocamentos horizontais, podendo então determinar se a contenção foi dimensionada e executada a favor da segurança.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

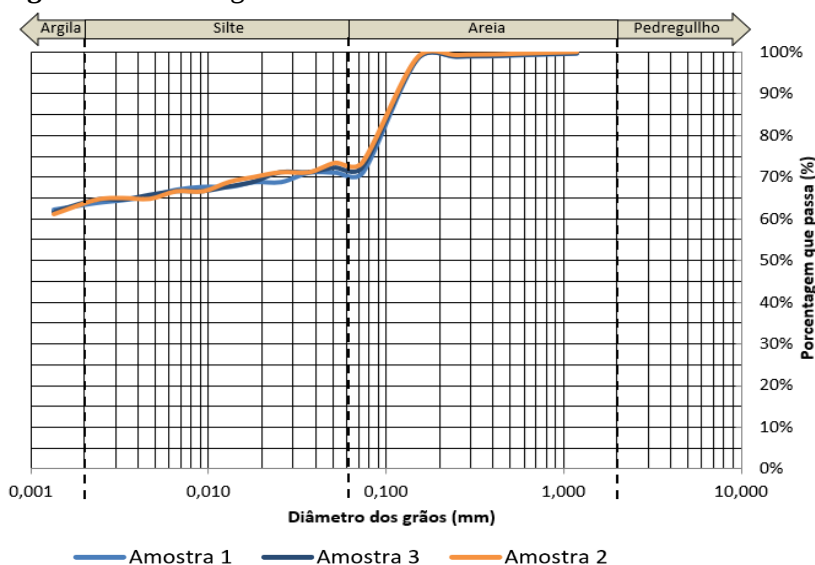
Após a coleta dos dados medidos *in loco* do deslocamento horizontal da cortina e os resultados de dimensionamento de acordo com a simulação por *software* CypeCAD® 2016 utilizando os dados obtidos dos parâmetros de resistência de acordo com as correlações por Nspt, coesão e ângulo de atrito interno. Além da rigidez axial dos tirantes presentes na cortina de estacas escavadas do objeto de estudo, foi possível realizar a respectiva análise comparativa entre os dois métodos propostos.

4.1.1 Caracterização do solo da obra

O ensaio de granulometria realizado foi do tipo granulometria conjunta, constituído de sedimentação e peneiramento fino, não sendo necessário o peneiramento grosso, pois o solo estudado passa em sua totalidade na peneira Nº 10 (abertura 2,0mm). Foram realizados no total 3 (três) ensaios de granulometria conjunta, segundo metodologia proposta pela NBR 7181 (2016).

De acordo com os dados obtidos nos ensaios, foi possível traçar a curva granulométrica dos 3 (três) ensaios como mostra a Figura 42.

Figura 42: Curvas granulométricas.



Fonte: Autores (2018).

A partir da classificação da NBR 6502 (1995), quanto ao tamanho das partículas e observando os resultados dos ensaios de granulometria, é possível observar que todas as amostras apresentaram resultados semelhantes com grandes porcentagens de solo fino, composto por argila e areia, sendo assim, denominado Argila Arenosa, conforme a Tabela 10.

Nota-se também que não há presença de pedregulhos no solo analisado, sendo então classificado como mal graduado, devido ao excesso de finos e ausência de material granular, prejudicando assim o contato entre os grãos e consequentemente sua resistência.

Tabela 10: Porcentagem de materiais nos ensaios.

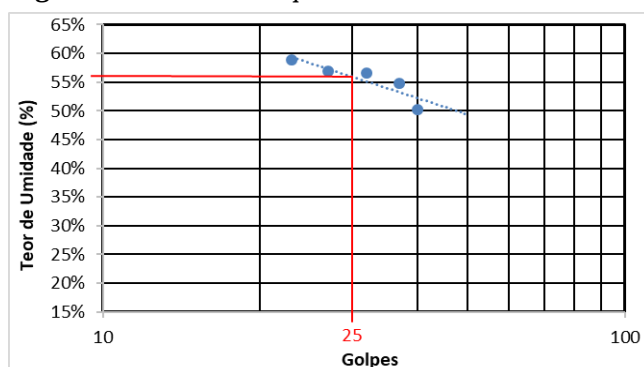
Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	Composição
1	65,50	5,70	28,80	0,00	Argila Arenosa
2	64,79	8,65	26,56	0,00	Argila Arenosa
3	65,69	6,60	27,71	0,00	Argila Arenosa

Fonte: Autores (2018).

De acordo com o padrão estabelecido pela norma NBR 6459 (1984), para cálculo do Limite de Liquidez, foi possível calcular o teor de umidade para cada uma das 5 (cinco) amostras.

Conforme os resultados dos ensaios realizados, foi possível gerar um gráfico, onde o eixo de ordenadas em escala aritmética, apresenta os teores de umidade e o eixo das abscissas, em escala logarítmica, apresenta o número de golpes. Com isso, o número de golpes no ensaio gerou uma reta. O ponto de abscissa equivalente a 25 golpes determina no eixo das ordenadas o teor de umidade, que é o limite de liquidez do solo, expresso em porcentagem, conforme Figura 43.

Figura 43: Limite de liquidez.



Fonte: Autores (2018).

Os limites baseiam-se na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos bem distintos conforme seu teor de umidade, quando muito úmido se comporta como líquido, quando perde sua água, se torna plástico e quando está seco, torna-se quebradiço.

Com os dados obtidos no ensaio, determinou-se que o Limite de Liquidez do solo é de 56%. Este valor expresso em porcentagem é a umidade em que o solo atinge o comportamento de um líquido. Os resultados tabelados encontram-se no Apêndice A.

Conforme NBR 7180 (1984), para cálculo do Limite de Plasticidade, foram utilizados os valores das cinco amostras, obtendo um LP (médio) de 38%. Os resultados tabelados encontram-se no Apêndice B.

Os valores de umidade obtidos no ensaio não foram considerados satisfatórios de acordo com a NBR 7180 (1984), visto que a amostra 1 e 2 tiveram uma variação do teor de umidade superior a 5% da média. Com isso, foi calculado um novo valor para LP (médio), com apenas 3 das 5 amostras. Os resultados tabelados encontram-se no Apêndice C.

Com a análise dos resultados do ensaio de Limite de Plasticidade, determinou-se a média entre eles, que foi de 37%, para utilização na posterior determinação do Índice de Plasticidade (IP). Sendo assim, os valores de umidade obtidos no ensaio foram considerados satisfatórios, visto que atenderam a NBR 7180 (1984).

O Índice de Plasticidade encontrado foi de 19%, sendo assim classificado como mediantemente plástico. Isso acontece por ser um solo composto por muita argila e menor quantidade de areia.

4.1.2 Resultados de deslocamentos obtidos *in loco*

Os dados foram tabelados com os deslocamentos máximos medidos *in loco* semanalmente, conforme Tabela 11, os quais serviram como base para comparativo com os resultados gráficos dos dimensionamentos realizados pelo CypeCAD 2016.

Tabela 11: Deslocamentos medidos *in loco*.

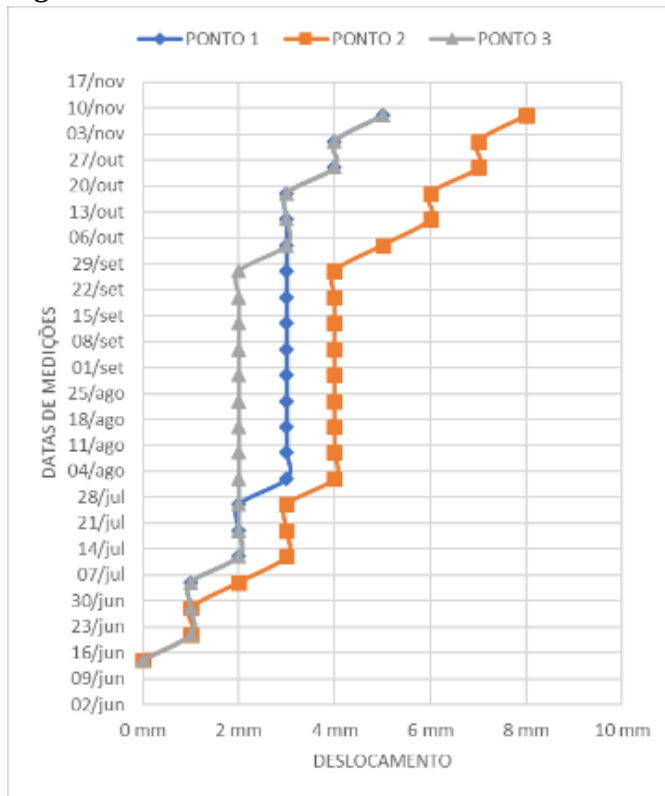
Semana	Data	Tirante	Cota (m)	Deslocamento 1º Ponto (mm)	Deslocamento 2º Ponto (mm)	Deslocamento 3º Ponto (mm)
1º	14/Jun	Não	-0,50	0	0	0
2º	21/Jun	Não	-3,88	1	1	1
3º	28/Jun	Não	-3,88	1	1	1

4°	05/Jul	Não	-3,88	1	2	1
5°	12/Jul	Não	-3,88	2	3	2
6°	19/Jul	Não	-3,88	2	3	2
7°	26/Jul	Não	-3,88	2	3	2
8°	02/Ago	Não	-3,88	3	4	2
9°	09/Ago	1° Linha	-3,88	3	4	2
10°	16/Ago	1° Linha	-3,88	3	4	2
11°	23/Ago	1° Linha	-6,58	3	4	2
12°	30/Ago	1° Linha	-6,58	3	4	2
13°	06/Set	1° Linha	-6,58	3	4	2
14°	13/Set	1° Linha	-6,58	3	4	2
15°	20/Set	1° Linha	-6,58	3	4	2
16°	27/Set	1° Linha	-6,58	3	4	2
17°	04/Out	1° Linha	-6,58	3	5	3
18°	11/Out	1° Linha	-6,58	3	6	3
19°	18/Out	2° Linha	-6,58	3	6	3
20°	25/Out	2° Linha	-6,58	4	7	4
21°	01/Nov	2° Linha	-8,28	4	7	4
22°	08/Nov	2° Linha	-8,28	5	8	5

Fonte: Autores (2018).

Com os dados tabelados, também foi possível gerar o Figura 44 para melhor entendimento dos resultados de deslocamentos dos pontos de coleta de dados medidos *in loco*.

Figura 44: Deslocamentos medidos *in loco*.



Fonte: Autores (2018).

4.1.3 Análise da modelagem numérica das contenções

O sistema de contenção atirantada foi desenvolvido para propiciar maior estabilidade e facilidade construtiva, possibilitando a execução de escavações de elevada verticalidade com profundidades maiores, devido ao reforço inserido no solo e ao seu paramento frontal. O reforço proporciona um melhoramento mecânico e de suporte, além de resistência à tração com baixa deformabilidade do maciço.

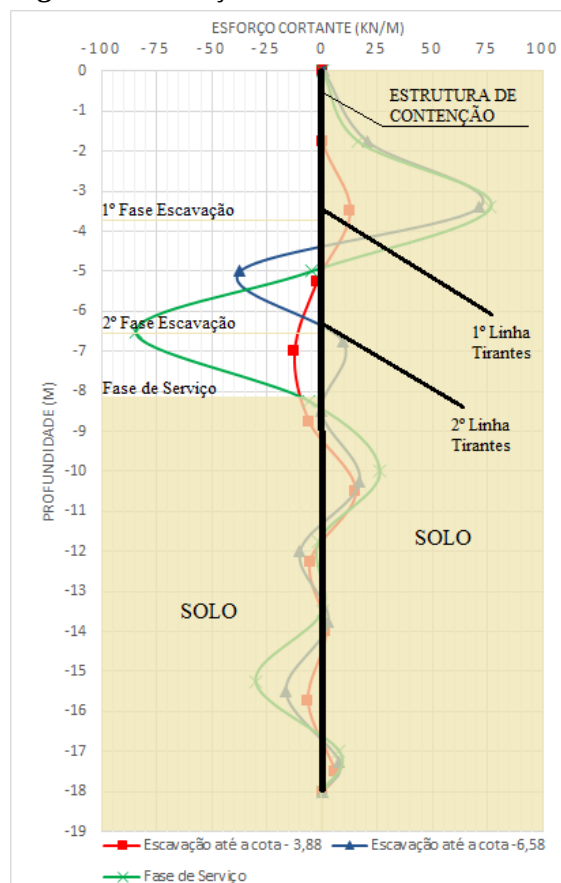
Por meio dos dados obtidos através do furo de sondagem SPT 1 realizado no local de estudo, aplicou-se as correlações para determinação do ângulo de atrito interno do solo, desenvolvidas por De Mello (1971) e Godoy (1983) e Teixeira (1996), utilizando o N_{spt} . Tais correlações são frequentemente empregadas nessa área da engenharia devido à falta de ensaios de laboratório.

Segundo Almeida e Oliveira (2018), entre os métodos, o de Teixeira (1996) e o Godoy (1983) foram os que apresentaram maiores aproximações com a realidade, obtidos através do ensaio triaxial. Já o método de Mello (1971) foi o que apresentou a maior dispersão de resultados, principalmente pelo fato de ter seu uso recomendado para solos arenosos.

Para a determinação dos valores do intercepto coesivo, foram utilizadas as correlações de Alonso (1983), Teixeira e Godoy (1996), em função do índice de resistência à penetração. Para o método de Alonso (2010), por segurança, adotou-se como coesão o menor valor do intervalo para cada intervalo de N_{spt} . Para Almeida e Oliveira (2018), o método de Alonso (2010) apresentou comportamento mais próximo à realidade, indicando crescimento da coesão ao longo da profundidade.

Através do CypeCAD 2016, foi possível determinar, para cada fase, os dados considerados no dimensionamento durante a execução da contenção, segundo o gráfico de esforços cortante, conforme o Figura 45.

Figura 45: Esforço cortante.

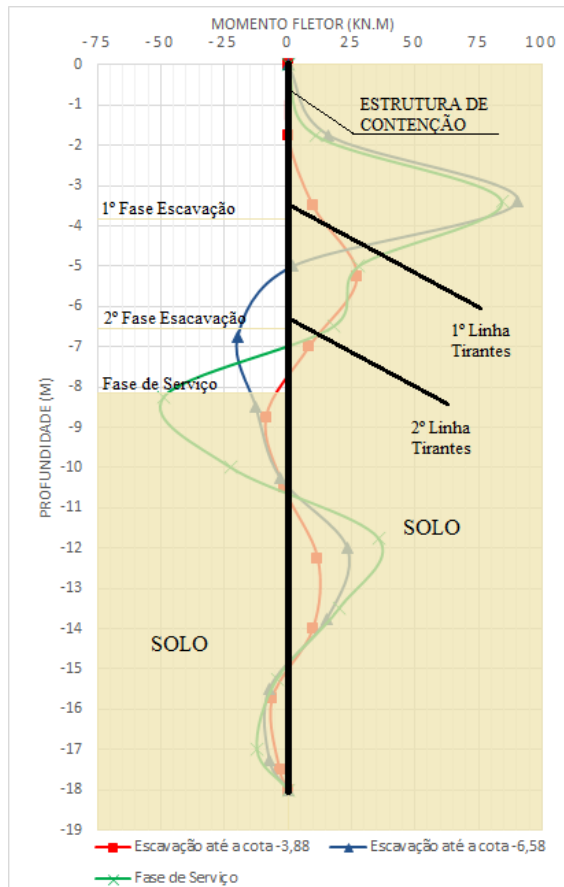


Fonte: Autores (2018).

É possível verificar que, embora haja diferença significativa no ângulo de atrito e intercepto de coesão adotado entre as camadas do solo, o uso de tirantes proporciona uma uniformização dos esforços na cortina, garantindo uma maior segurança e qualidade no serviço.

Também foi realizada a análise dos diagramas de momentos fletores que atuam na estrutura de contenção. A atuação desses momentos está de acordo, e separada por cada fase da sequência executiva, de acordo com o Figura 46.

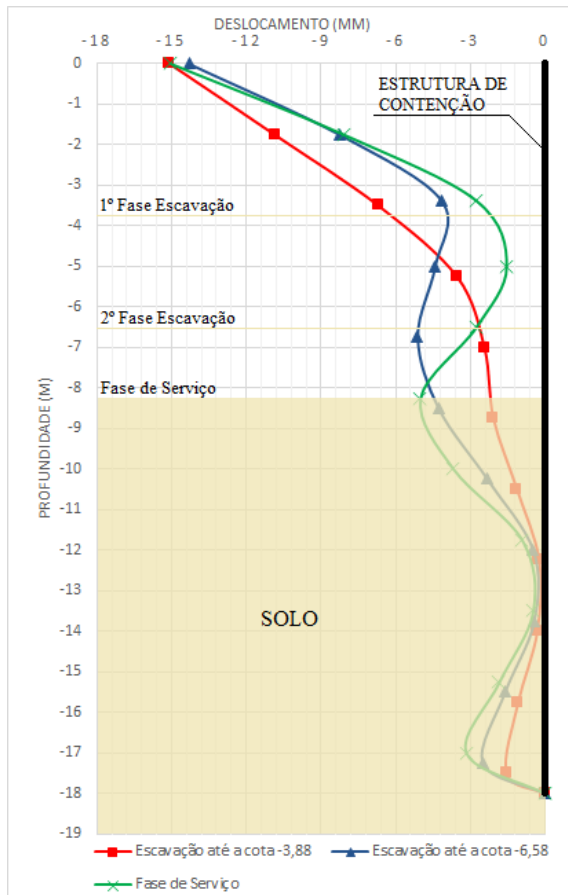
Figura 46: Momento Fletor.



Fonte: Autores (2018).

Para o dimensionamento da contenção, o CypeCAD 2016 analisa a deslocabilidade da estrutura, levando em consideração as combinações permanentes de cargas, além dos empuxos de solo e sobrecargas atuantes. Sendo assim possível gerar os deslocamentos horizontais, onde foi considerada a fase mais crítica entre todas as etapas de execução das escavações e atiramentos, conforme o Figura 47, que apresenta os deslocamentos máximos.

Figura 47: Deslocamento.



Fonte: Autores (2018).

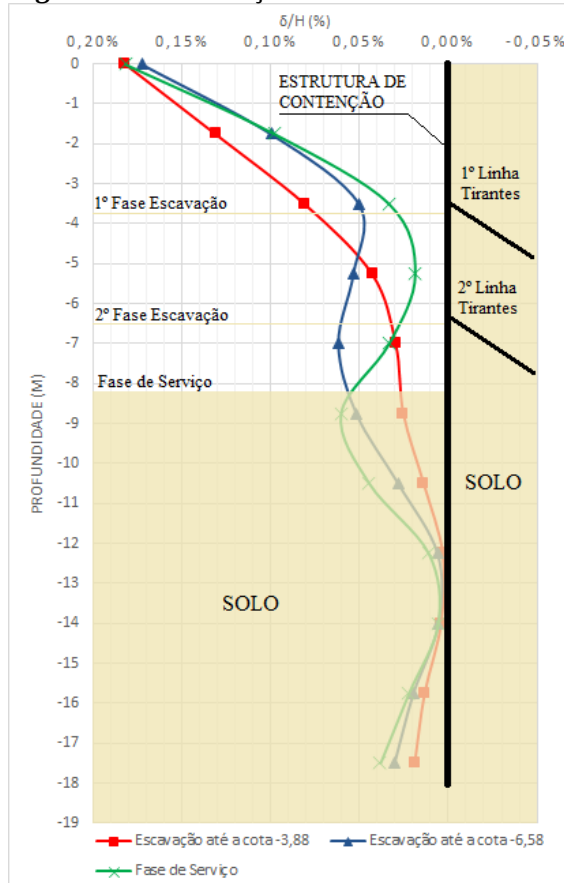
Foi verificado que a escavação do solo no intradorso da contenção provocou um aumento dos deslocamentos horizontais, o qual houve uma estabilização após a execução dos tirantes e, uma desaceleração dos deslocamentos registrado após a escavação do segundo subsolo.

Com a análise final gerada pelo CypeCAD 2016, também foi possível constatar um deslocamento horizontal final de 15mm no topo da cortina analisada, enquanto que nos resultados medidos *in loco*, foi constatado um deslocamento de 8 mm, duas vezes inferior, quando comparado com o resultado do CypeCAD 2016, assim então, atendendo ao esperado de deslocamento horizontal para cortinas de estacas escavadas atirantadas, onde os tirantes realizam o travamento horizontal impedindo ainda mais que a cortina se desloque.

O CypeCAD 2016 utiliza o método dos elementos finitos, equações de equilíbrio e considera a deformabilidade dos materiais envolvente, além da deslocabilidade da estrutura, onde a mesma é associada com os empuxos atuantes, com isso, se justifica o alto deslocamento horizontal.

A Figura 48 apresenta uma comparação das deformações horizontais da seção analisada, normalizados pela altura de escavação (δ/H), analisados em todas etapas construtivas.

Figura 48: Deformação relativa normalizada ao longo da profundidade.



Fonte: Autores (2018).

Após a segunda etapa de construção, correspondente à escavação até a cota -6,58m, observa-se que as deformações horizontais diminuíram, passando de 0,08 %H para 0,05 %H a 3,50 m de profundidade. Isso acontece devido a execução dos tirantes.

Entretanto, a partir da cota -5,00m, observa-se certa rotação no gráfico, entorno do ponto correspondente à localização dos tirantes, com avanço das deformações apenas na região abaixo da linha de tirantes, possivelmente devido ao solo exercer uma tensão maior na cortina nessa região.

As deformações máximas da seção da estrutura de contenção analisada se localizaram todos no topo da cortina, chegando ao valor máximo de 0,18 %H. De acordo com Ranzini e Negro Jr. (1998), as condições de deformações mínimas exigíveis ao desenvolvimento completo de estados de tensão de cedência no solo para argilas é de 0,4 %H, concluindo-se que

a contenção de estacas atirantadas da forma que foi dimensionada e executada está a favor da segurança, apresentando índices menores que o estimado.

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, avaliou-se o comportamento de um trecho de uma estrutura de contenção projetada para construção de 3 (três) subsolos de um edifício comercial, localizado na cidade de Toledo - PR. A estrutura de contenção em cortina de estacas analisada, teve a fixação de marcos para medições em sua viga de coroamento e perpendicularmente no solo, com o objetivo de averiguar o possível deslocamento horizontal do topo da contenção e assim, efetuar análises comparativas dos índices de deslocamentos máximos gerados pelo dimensionamento da estrutura no CypeCAD 2016.

As medições *in loco* tiveram início logo após a concretagem da viga de coroamento, seguindo-se por 22 semanas consecutivas até a escavação do terceiro subsolo na cota -8,28. O baixo deslocamento apresentado de 8 mm é justificado principalmente devido ao uso das duas linhas de tirantes protendidos.

Foram realizadas sete análises diferentes no CypeCAD® 2016 a fim de avaliar individualmente em cada fase da escavação a influência da escolha dos parâmetros de resistência do solo por correlações empíricas com o Nspt.

Considerando as simulações realizadas, pode-se afirmar que a utilização de tirantes mantém um deslocamento estático no topo da cortina a partir do início da escavação, e uniformiza os deslocamentos em todas fases, com isso, reduz a influência do erro da determinação dos parâmetros de resistência do solo.

Essa análise identificou também que a utilização de dados a partir das correlações com o Nspt mostrou-se eficaz para a estimativa dos parâmetros do solo, porém apresentou altos valores do ângulo de atrito e coesão, o qual devem ser usados com cautela, ou utilizar valores de autores renomados.

Em todas fases do dimensionamento realizado através do CypeCAD® 2016, foi estimado deslocamentos horizontais máximos acima do aferido a campo, sendo assim, conclui-se que a contenção de estacas atirantadas da forma que foi dimensionada e executada está à favor da segurança, apresentando índices menores que o estimado.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

- Análise de deslocamento horizontal de contenção em parede diafragma com 3 (três) subsolos.
- Análise de deslocamento em contenção sem tirantes com o uso de taludes.
- Análise de deslocamento horizontal de contenção em parede diafragma utilizando inclinômetro.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629: **Execução de tirantes ancorados no terreno – Rio de Janeiro, 1996.**

_____. NBR 6122: **Projeto e execução de Fundações – Rio de Janeiro, 2010.**

_____. NBR 6459: **Determinação do Limite de Liquidez – Rio de Janeiro, 1984.**

_____. NBR 7180: **Determinação do Limite de Plasticidade – Rio de Janeiro, 1984.**

_____. NBR 6484: – **Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Rio de Janeiro, 2001.**

ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. **Fundações: teoria e prática. Estacas tipo hélice contínua.** São Paulo, ABMS, 1998. Cap. 9, p.345.

BEILFUSS, T. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: Estaca x Tubulão,** 2012. Trabalho de conclusão de curso – Departamento de ciências exatas e engenharia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.

CADAMURO, I. R. **Análise de deslocamentos horizontais em cortina de estacas atirantadas com medições *in loco* e *software*, em solo laterítico da cidade de Toledo-PR,** 2017. Trabalho de conclusão de curso – Centro Universitário Assis Gurgacz, Paraná.

CADAMURO, I. R. **Análise de deslocamentos horizontais em cortina de estacas atirantadas com medições *in loco* e *software*, em solo laterítico da cidade de Toledo-PR.** In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG. 2018, Salvador – BA.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações.** Rio de Janeiro, 1988.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obra**. São Paulo, 2016.

GONÇALVES, R. L. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR**. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina, Paraná, 2006. 170p.

HÄRTER, A. C. **Análise da capacidade de carga de estacas de tipo hélice contínua através de métodos semi-empíricos**, 2016. Trabalho de conclusão de curso – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul.

OLIVEIRA, R. M. M. **Estimativa do Ângulo de Atrito e Coesão Através de Índices de Resistência Obtidos pela Sondagem SPT em Solo Laterítico e Colapsível Característico da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná**, 2016. Trabalho de conclusão de curso – Centro Universitário Assis Gurgacz, Paraná.

ALMEIDA, M. A.; OLIVEIRA, R. M. M. **Estimativa do Ângulo de Atrito e Coesão Através de Índices de Resistência Obtidos pela Sondagem SPT em Solo Laterítico e Colapsível Característico da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná**. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG. 2018, Salvador – BA.

MENDES, E. J. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura**, 2016. Trabalho de conclusão de curso – Departamento de engenharia civil, Centro tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina.

MARANGON, M. **Geotecnia de Contenções**. UFJF, Juiz de Fora, Minas Gerais. (2009).

MARCHETTI, O. **Muros de Arrimo**. 1 ed. - São Paulo: Blucher, 2007.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. F. C. **Apostila Didática Mecânica dos Solos II**. Escola Politécnica Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (Setor de Geotecnia) – Universidade da Bahia.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo: Edgard Blücher, 1980.

SILVA, K. F. **Análise do comportamento tensão-deformação de cortinas atirantadas**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto, São Paulo.

MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. **Fundações: teoria e prática. Análise, projeto e execução de escavações e contenções**. São Paulo, ABMS, 1998. Cap. 15, p.537.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

PINTO, C. de S. **Fundações: teoria e prática. Propriedades do solo**. São Paulo, ABMS, 1998. Cap. 2, p.51.

PINOTTI, A. M. **Técnicas de geologia estrutural para previsão e contenção de quedas de blocos em encostas: aplicação na área do granito Santos, Santos, SP**, 2011. Trabalho de conclusão de curso - Instituto de Geociências, UNICAMP, São Paulo.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA F., A. R.; ALMEIDA, M. de S. S.; DANZIGER, F. **Fundações: teoria e prática. Investigações geotécnicas**. São Paulo, ABMS, 1998. Cap. 3, p.119.

SAES, J. L.; STUCCH, F. R.; MILLITISKY, J. **Fundações: teoria e prática. Concepção de obras de contenção**. São Paulo, ABMS, 1998. Cap. 14, p.517.

SILVA, K. F. **Análise do comportamento tensão deformação de cortina atirantadas**, 2016. Dissertação de Mestrado – Programa de pós-graduação em geotecnia da UFOP, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

TELES, G. L. V. **Estudo sobre os parâmetros de resistência e deformabilidade da areia de hokksund**, 2013. Trabalho de conclusão de curso – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2010. São Paulo-SP

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos**. Arte & Ciência. 2009. São Paulo-SP.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. (1981) **Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais**. In: I SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS. Anais..., Rio de Janeiro, 1981. v. 1, p.209-224.

YASSUDA, C; DIAS, P.H.V. **Fundações: teoria e prática**. Tirantes. São Paulo, ABMS, 1998. Cap. 17, p.603.

APÊNDICES

APÊNTICE A – VALORES PARA LIMITE DE LIQUIDEZ

Amostra	1	2	3	4	5
Mc+s+w (g)	32,18	27,65	22,24	25,83	22,71
Mc+s (g)	25,58	22,33	18,37	21,01	18,83
Mc (g)	12,43	12,61	11,53	12,55	12,23
w (%)	50,2 %	54,7 %	56,6 %	57,0 %	58,8 %
Golpes	40	37	32	27	23

APÊNTICE B – VALORES PARA LIMITE DE PLASTICIDADE COM 5 AMOSTRAS

Amostra	1	2	3	4	5
Mc+s+w (g)	12,52	13,44	12,72	12,23	12,82
Mc+s (g)	12,41	13,33	12,62	12,12	12,69
Mc (g)	12,17	12,97	12,38	11,78	12,34
w (%)	45,8 %	30,6 %	41,7 %	32,4 %	37,1 %
LP (médio)	38%				

APÊNTICE C – VALORES PARA LIMITE DE PLASTICIDADE COM 5 AMOSTRAS

Amostra	3	4	5
Mc+s+w (g)	12,72	12,23	12,82
Mc+s (g)	12,62	12,12	12,69
Mc (g)	12,38	11,78	12,34
w (%)	41,7 %	32,4 %	37,1 %
LP (médio)	37 %		

ANEXOS

ANEXO A – PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM SPT

