

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA**



*Carlos Roberto da S. Machado Jr.*

Monitoramento de Condição de Pré-colapso em Túneis  
através de Modelo Físico

*Trabalho de Graduação*

*2007*

**DIVISÃO DE ENGENHARIA CIVIL**

CDU: 624.191

Carlos Roberto da S. Machado Jr

**Monitoramento de Condição de Pré-cólapse em Túneis através de Modelo Físico**

Orientador

Prof. Dr. Flávio Massayuki Kuwajima (ITA)

**Divisão de Engenharia Civil**

SÃO JOSÉ DOS CAMPOS  
COMANDO-GERAL DE TECNOLOGIA AEROESPACIAL  
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

2007

## Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

### Divisão Biblioteca Central do ITA/CTA

Machado Junior, Carlos Roberto da S  
Monitoramento de Condição de Pré-colapso em Túneis através de  
Modelo Físico/ Carlos Roberto da Silva Machado Junior  
São José dos Campos, 2007.  
80f.

Trabalho de Graduação – Divisão de Engenharia Civil

–  
Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2007. Orientadores: Prof. Dr.  
Flávio Massayuki Kuvajima – ITA.

1. Engenharia de túneis. LComando-Geral de Tecnologia  
Aeroespacial. Instituto Tecnológico de Aeronáutica.  
Divisão de Engenharia Civil-Aeronáutica. II Título

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Machado Junior, Carlos Roberto da S. **Monitoramento de Condição de Pré-colapso em Túneis através de Modelo Físico**. 2007. 80 folhas. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Carlos Roberto da Silva Machado Junior

TÍTULO DO TRABALHO: Monitoramento de Condição de Pré-colapso em Túneis através de Modelo Físico

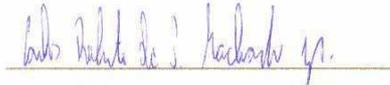
TIPO DO TRABALHO/ANO: Graduação/2007

É concedida ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica permissão para reproduzir cópias deste trabalho de graduação e para emprestar ou vender cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de graduação pode ser reproduzida sem a autorização do autor.

  
Carlos Roberto da Silva Machado Junior  
Av. Guilherme Schell, 5448,  
Ap. 502, Centro, Canoas – RS  
CEP: 12228-460

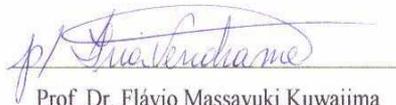
**Monitoramento de Condição de Pré-colapso em Túneis através de Modelo Físico**

Essa publicação foi aceita como Relatório Final de Trabalho de Graduação



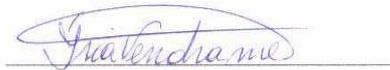
Carlos Roberto da Silva Machado Junior

Autor



Prof. Dr. Flávio Massayuki Kuwajima

Orientador



Prof. Dra. Íria Fernandes Vendrame

Coordenadora do Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica

São José dos Campos, 26 de novembro de 2007

## **RESUMO**

O objetivo deste trabalho foi o preparo de um modelo físico reduzido com material artificial simulando um túnel do metrô de SP, numa região com solo conhecido como “Taguá”.

Através desse modelo, examinaram-se as condições de segurança de escavações de túneis.

Para facilitar a interpretação dos resultados são gravadas as imagens de vídeo das escavações.

Também são sugeridos neste trabalho, alguns critérios que embasarão futuras pesquisas sobre o assunto.

## **ABSTRACT**

The goal of this work was the production of a physical model with artificial material simulating a tunnel of a subway in SP, in a region with soil known as “Taguá”.

This physical model allows the examination of the security's conditions on tunnel excavations.

In order to facilitate the interpretation, It was recorded the video images of the excavations.

It is also suggested in this work, some necessary approaches which are going to guide further research on the subject.



Fonte: Munich Re Group

Foto 1: Colapso do Túnel do Metrô de Munich (Alemanha) – 1994



Fonte: Munich Re Group

Foto 2: Colapso do Túnel do Metrô de Taegu (Coréia do Sul) – 2000

# SUMÁRIO

LISTA DE FOTOS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE SÍMBOLOS

1	INTRODUÇÃO.....	1
	1.1 O método construtivo “New Austrian Tunelling method”.....	2
	1.2 As dificuldades das construções de Túneis.....	3
	1.3 Métodos Utilizados na Interpretação dos Resultados.....	5
	1.4 Objetivos.....	5
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA DA ANÁLISE.....	6
	2.1 Teoria da Plasticidade.....	6
	2.1.1 Teoremas dos limites inferior e superior.....	6
	2.1.1.1 Teorema do limite inferior.....	7
	2.1.1.2 Teorema do limite superior.....	7
	2.2 Métodos utilizados na interpretação dos resultados.....	7
	2.2.1 MÜHLHAUS (1985).....	7
	2.2.1.1 Premissas do método.....	7
	2.2.1.2 Objetivos do método.....	9
	2.2.1.3 As equações do método.....	9
	2.2.2 HEINZ (1988).....	10
	2.2.2.1 Premissas do método.....	11
	2.2.2.2 Objetivos do método.....	11
	2.2.2.3 As equações do método.....	12
	2.2.3 Conclusões e considerações sobre os métodos.....	13
	2.2.4 Expressão utilizada para o cálculo da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” .....	14
	2.2.5 Ensaio de compressão uniaxial.....	14
3	ENSAIOS.....	15
	3.1 Arranjo Instrumental.....	15

3.2	Características da amostra.....	17
3.2.1	Composição.....	17
3.2.2	Ajuste de umidades.....	17
3.3.3	Processamento do material.....	18
3.3	Metodologia dos ensaios.....	18
3.4	Enfilagens.....	19
3.5	Experimentos Realizados.....	20
3.5.1	Experimentos de ajuste.....	20
3.5.2	Experimentos teste.....	21
3.5.3	Experimentos com introdução das enfilagens.....	23
4	ANÁLISES QUALITATIVAS DOS ENSAIOS.....	24
4.1	Análise dos experimentos teste.....	25
4.2	Análise dos experimentos com introdução das enfilagens.....	26
5	RESULTADOS QUANTITATIVOS.....	27
5.1	Determinação da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” dos experimentos teste.....	27
5.2	Análise dos experimentos com a introdução das enfilagens.....	28
6	LIMITAÇÕES DO MODELO FÍSICO.....	29
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	29
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	31
	ANEXO 1.....	32
	ANEXO 2.....	56
	ANEXO 3.....	63

## **LISTA DE FOTOS**

Foto 1: Colapso do Túnel do Metrô de Munich (Alemanha) – 1994

Foto 2: Colapso do Túnel do Metrô de Taegu (Coréia do Sul) – 2000

Foto 3.1 – Câmara de ensaios

Foto 3.5.1- Experimento realizado com insucesso

Foto 3.5.2-1 – Ruptura do ensaio 1

Foto 3.5.2-2 – Ruptura do ensaio 2

Foto 3.5.2-3 – Ruptura do ensaio 3

Foto 3.5.3-1 – Ruptura do ensaio 4

Foto 3.5.3-2 – Ruptura do ensaio 5

## **LISTA DE FIGURAS**

Figura 1.1 – Representação esquemática de uma seqüência construtiva de túneis em NATM

Figura 2.1 – Solução de MÜHLHAUS (1985)

Figura 2.2 – Solução de HEINZ (1988)

Figura 3.4: Representação das enfilagens

## LISTA DE SÍMBOLOS

L	atraso mínimo no fechamento do arco invertido
D	diâmetro equivalente de escavação do túnel
C	cobertura de solo do teto do túnel a superfície
h	coeficiente de empuxo passivo
$\sigma_s$	resistência a compressão uniaxial
$\sigma_t$	pressão interna ao túnel
$\sigma_c$	sobrecarga superficial
$C_u$	coesão não drenada do solo
$c'$	coesão drenada (efetiva) do solo
$\Phi'$	ângulo de atrito drenado do solo
$\lambda$	coeficiente de empuxo passivo

## 1 INTRODUÇÃO

A grande dificuldade do estudo do colapso/ruptura de túneis urbanos tem motivado o estudo de modelos experimentais com o objetivo de tentar simular em laboratório as condições a que estarão sujeitos os profissionais da área ao atuarem na prática em obras subterrâneas.

É lógico que, como toda obra de engenharia civil, não há possibilidade de risco igual a zero mesmo que sejam empregados métodos no chamado “estado da arte”. Contudo, é imperativo que se proporcionem condições de segurança mínimas tanto aos futuros usuários como às equipes responsáveis pela consecução das obras. Essas “condições de segurança mínimas” são representadas, na prática, pela redução a níveis aceitáveis de segurança e risco estabelecidos por normas e padrões construtivos nacionalmente aceitos, ou seja, buscam-se níveis de segurança mínimos. O conceito de segurança deve ser entendido, portanto, como a capacidade de suportar ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil sem ser impedida, quer permanente quer temporariamente, de desempenhar as funções para as quais foi concebida. Urge reiterar que, apesar de todos os cuidados empreendidos e a utilização do “estado da arte” das técnicas construtivas, sempre existirá uma probabilidade não nula de ruptura de um túnel. O importante é, desta forma, reduzir o nível de risco a níveis mínimos, bem como reduzir a incidência de riscos residuais a níveis aceitáveis.

Além disso, é importante que se ressalte a tendência mundial de minimização de impactos ambientais em todas as áreas científicas, preocupação que é amplificada quando da execução de obras de engenharia civil, dado o grande impacto que causam tais obras.

Não se pode esquecer também que as escavações das obras subterrâneas causam relevantes distúrbios nos estados de tensões das regiões circundantes, as quais não podem ser desconsideradas. As leis brasileiras preconizam que as construções futuras são responsáveis por possíveis impactos em obras já constituídas, sob pena de responsabilidade dos construtores. É imprescindível, dessarte, que sejam observadas as edificações do entorno a fim de que possam se evitar impactos sobre fundações bem como futuros recalques, por exemplo, já que, se houver deformações exageradas, estas irão gerar movimentos excessivos de massa do solo, deslocamentos da superfície do terreno, carregamentos não previstos em componentes estruturais subjacentes, rupturas, instabilidades e, até mesmo, colapso total.

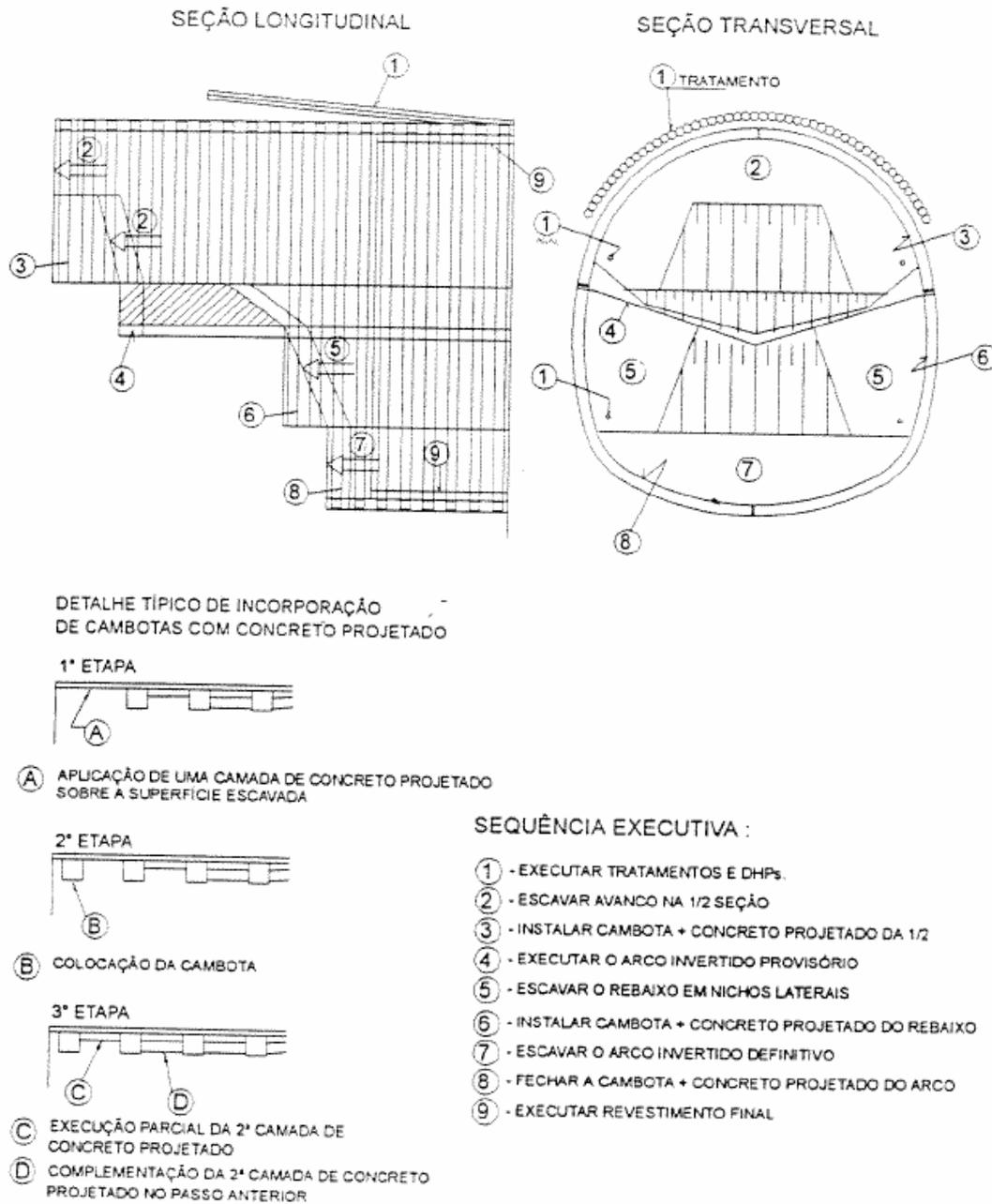
Muito frequentemente, tais acidente acarretam em vítimas fatais, bem como perdas imensuráveis de patrimônio. Recentemente, no Brasil, tivemos o acidente das obras da Estação Pinheiros, em São Paulo, na altura da linha 4, em que apenas alguns segundos foram suficientes para produzir uma cratera de 80 metros de diâmetro e milhares de toneladas de entulho, constituindo-se no maior acidente da história da construção de metrô no Brasil. O desastre entra para um rol de raridades na história da engenharia. Há pouquíssimos precedentes conhecidos - entre eles, casos em Londres, Seul, Los Angeles, Porto e Cingapura. As perniciosas leis brasileiras contribuem, sem dúvida, para agravarem a periculosidade das obras em túneis. Em nosso país, as licitações de obras públicas devem ser realizadas segundo o menor custo para os cofres da União, relegando os critérios técnicos a um perigoso segundo plano.

### **1.1 O Método Construtivo “NEW AUSTRIAN TUNELLING METHOD”**

Apenas para que se possa ter uma idéia de como são realizados os procedimentos construtivos de túneis, abordaremos algumas características de um dos principais métodos utilizados mundialmente o denominado “NEW AUSTRIAN TUNELLING METHOD” (NATM).

Este método requer grande habilidade tanto por parte dos projetistas como por parte das equipes de execução. A execução da abertura de túneis pode ser realizada através de um procedimento progressivo ou através de um ininterrupto processo de alargamento na geometria de escavação até que se obtenha a seção de projeto, num processo de escavação parcializada. Também é contínuo o avanço longitudinal da escavação. Após a abertura da face e alívio parcial das tensões do maciço é colocado um suporte de concreto projetado como revestimento, associado a cambotas metálicas, com tirantes chumbadores e enfilagens, conforme necessário. Busca-se a estabilização das deformações do terreno através do alívio controlado das tensões atuantes exigindo para isso instrumentação de campo adequada e a monitoração constante das condições de escavação, para que os resultados esperados sejam alcançados na pratica.

As enfilagens são tratamentos/condicionamentos do solo (objetivando a melhoria de propriedades do maciço). Segue abaixo (Figura 1.1) uma representação esquemática da seqüência construtiva típica de um túnel em calota e bancada executada pelo método construtivo NATM.



Fonte: Palermo G. – Concreto projetado como revestimento de túneis

Figura 1.1 – Representação esquemática de uma seqüência construtiva de túneis em NATM

## 1.2 As Dificuldades das Construções de Túneis e a Instrumentação

Diversos fatores contribuem para a baixa evolução dos métodos construtivos e teóricos acerca das obras de túneis subterrâneos e para os altos índices de acidentes, dentre os quais podemos citar:

- A comissão de estudos inglesa sobre segurança do trabalho “HEALTH & SAFE EXECUTIVE”, respeitada organização mundial no ramo, indicou que é crescente no mundo o número de rupturas e colapsos em túneis urbanos. Este fato, porém, não é indicativo, como o próprio órgão inglês declarou, do aumento propriamente dito das quantidades dos incidentes. Na realidade, apenas está ocorrendo um crescente número de divulgações acerca dos fatos ocorridos devido a pressões da sociedade em todo mundo (o temor político do impacto da responsabilidade dos culpados faz com que as autoridades omitam e, até mesmo, empecem o desenvolvimento das investigações). É claro que ainda este número de publicações é muito limitado, principalmente, nos países de terceiro mundo. Este fato contribui para que a literatura mundial referente ao assunto não se enriqueça, bem como não sejam repassadas experiências obtidas, tão importantes em obras de tal envergadura.

"Apesar de serem ocorrências relativamente comuns. Em obras que envolvam usualmente maiores riscos, rupturas em túneis tem sido quase sempre mal divulgadas, quando divulgadas. Entidades e indivíduos envolvidos têm a compreensiva tendência de minimizar a divulgação do evento. Por vezes, o resultado desta atitude é mais pernicioso do que os fatos, já que impede o aprendizado e possibilita a repetição de erros" (NEGRO 1992).

- A complexidade da compreensão das técnicas de construção, dentre as quais se destaca o “NEW AUSTRIAN TUNELING METHOD” (NATM), bem como a sua implementação;
- Falta de experiência das equipes construtivas (fato que é agravado pela grande vulnerabilidade que apresentam os métodos construtivos a falhas humanas), bem como a tendência, principalmente nos países de terceiro mundo, de uma supremacia das decisões políticas/econômicas sobre as decisões técnicas;

- O gerenciamento e identificação dos riscos decorrentes da execução da obra não estão sendo corretamente realizados;

### **1.3 Métodos Utilizados na Interpretação dos Resultados**

Diversos são os métodos na literatura que permitem a avaliação da estabilidade de túneis, que, cronologicamente, demonstram os avanços e aperfeiçoamentos alcançados, apresentando, portanto, vantagens e desvantagens. Neste trabalho, utilizaremos as soluções de MÜHLHAUS (1985) e HEINZ (1988), cujas descrições relataremos no item 2 (Fundamentação Teórica), através da utilização de programa computacional. Nos problemas de estabilidade de túneis, o problema de estimar deslocamentos do solo é ignorado, produzindo, desta forma, soluções mais simples, desejáveis sob a perspectiva de facilidade de uso da engenharia. Nestes problemas, foca-se em obter o fator de segurança em relação à ruptura.

### **1.4 Objetivos**

Após o preparo da amostra (e determinação de suas características), segundo as condições descritas a seguir, os objetivos a serem atingidos, de maneira concisa, na realização deste trabalho são:

1. Determinação da carga estática capaz de proporcionar os colapsos desejados em região pré-específica;
2. Análise dos colapsos nas condições do item anterior;
3. Determinação da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” do material nas condições do item um;
4. Realização dos ensaios (nas mesmas condições de um) com a introdução de enfilagens na região de colapso;
5. Análise dos ensaios nas condições do item anterior;
6. Determinação da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” do material nas condições do item quatro;
7. Determinação do fator de segurança “FS” nas condições do item quatro;
8. Análises qualitativas dos ensaios;

## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA DA ANÁLISE**

Inicialmente, é importante que neste trabalho não se confunda os conceitos de *colapso* e *ruptura* para que se possa proceder à correta interpretação das análises. Colapso deve ser entendido como uma incontável e súbita movimentação do maciço, resultando na perda da maioria, ou de toda, seção transversal do túnel, ou uma substancial queda do material.

O *colapso* é uma situação que causa danos extensos e generalizados. Trata-se, pois, de uma ruptura global que, dependendo da profundidade do túnel, torna-se visível o solo desagregado, e a depressão (cratera) formada na superfície.

Já a *ruptura* é uma situação de danos menos extensos. É utilizada como uma movimentação de massa de solo de abrangência não generalizada, ou de um deslocamento da frente da escavação, resultando numa perda pequena de material com volume limitado, sem propagar-se para a superfície, ou gerar danos extensos.

Segue abaixo a fundamentação teórica que será a base para as análises dos resultados dos ensaios:

## **2.3 Teoria da Plasticidade**

A Teoria da Plasticidade nos demonstra que, para uma configuração particular de carregamento, a carga de ruptura é única. Pelo teorema de HEINZ (1988), por exemplo, é possível estimar esta carga de ruptura, não sendo possível sua determinação precisa.

### **2.3.1 Teoremas dos limites inferior e superior**

Os Teoremas dos limites inferior e superior têm por base a teoria da elasticidade. Demonstram que certas soluções aproximadas delimitam o intervalo de variação da solução exata:

$$\text{Lim inf} < \text{solução exata} < \text{Lim sup}$$

Tendo-se como hipótese um comportamento elasto-plástico-perfeito do maciço de análise, é possível a determinação da carga de ruptura que limita, superior e inferiormente, o intervalo de variação da solução exata. Vejamos:

### **2.3.1.1 Teorema do limite inferior**

"Se há um conjunto de cargas externas, as quais estão em equilíbrio com um estado de tensão no interior do maciço, no qual em nenhum ponto se excede o critério de ruptura para o material, colapsos não podem ocorrer e as cargas externas são um limite inferior para as verdadeiras cargas de colapso"; ou em outras palavras: "Se o estado de tensão do maciço não supera o critério de plastificação em nenhum ponto, então não ocorre ruptura (se o campo de tensões for estaticamente admissível)".

### **2.3.1.2 Teorema do limite superior**

"Se há um conjunto de cargas externas, e existe um mecanismo de colapso plástico, tal que o aumento de trabalho feito pelas cargas externas em um incremento de deslocamento iguala-se ao trabalho feito pelas tensões internas, o colapso deve ocorrer e as cargas externas são um limite superior para as verdadeiras cargas de colapso", ou, em outras palavras "Se existe um mecanismo de ruptura (cinematicamente admissível) tal que o trabalho das forças externas supera o trabalho das forças internas, então ocorrerá ruptura".

## **2.2 Métodos utilizados na interpretação dos resultados**

A interpretação dos resultados experimentais tem como premissa o conhecimento das soluções analíticas propostas por MÜHLHAUS (1985) e HEINZ (1988). Vejamos uma descrição simplificada dos métodos:

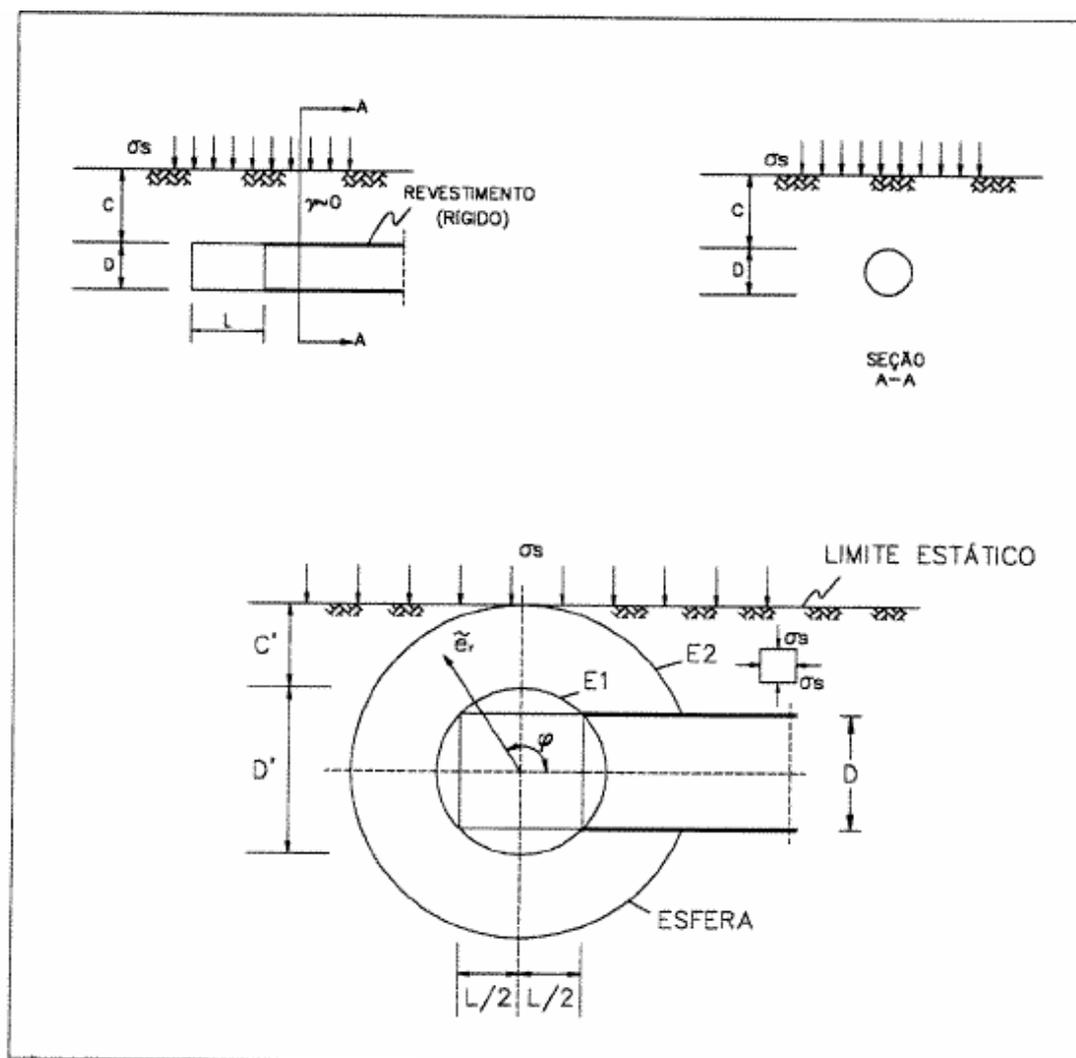
### **2.2.1 MÜHLHAUS ( 1985)**

Seguem abaixo as características do método de MÜHLHAUS ( 1985):

#### **2.2.1.1 Premissas do método**

- Teoria da Plasticidade;

- Teoria do limite inferior da estabilidade de túneis rasos (portanto, a favor da segurança);
- A face e a frente de escavação são aproximadas por uma esfera envolvente de forma a representar a condição tridimensional da escavação;
- O método assume que o trecho correspondente ao comprimento ( $L$ ) pode ser substituído por uma esfera de diâmetro  $D'$ ;
- Não se considera o campo gravitacional de tensões (o solo não tem peso próprio), que é representado por uma sobrecarga equivalente aplicada na superfície, como mostrado na figura 2.1 abaixo. Esta hipótese simplificadora é adequada na maioria das vezes, mas no caso de túneis muito rasos, por exemplo, ela não é adequada e os resultados obtidos não são confiáveis;



Fonte: MUHLHAUS, H B (1985) Lower bound solutions for circular tunnels

Figura 2.1 – Solução de MÜHLHAUS ( 1985)

### 2.2.1.2 Objetivos do método

As seguintes questões foram perquiridas pelo método de MÜHLHAUS (1985):

- Determinar o atraso máximo do fechamento do arco invertido (L);
- Determinar a máxima seção não suportada, representada pelo diâmetro equivalente D;

### 2.2.1.3 As equações do método

As equações obtidas por MUHLHAUS (1985), para a condição de maciço drenado e não drenado, são apresentadas a seguir:

$$\frac{L}{D} = \sqrt{\frac{\left(1 + 2x \frac{C}{D}\right)^2}{\left[\frac{(\lambda - 1)x\sigma_s + \sigma_c}{\sigma_c}\right]^{\frac{1}{(\lambda-1)}}}} - 1 \quad (\text{solução drenada})$$

$$\frac{L}{D} = \sqrt{\frac{\left(1 + 2x \frac{C}{D}\right)^2}{\ell^{\left(\frac{\sigma_s}{4xcu}\right)}}} - 1 \quad (\text{solução não-drenada})$$

$$\lambda = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$\lambda = \frac{2xc \cdot x \cos \phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

em que:

L = atraso mínimo no fechamento do arco invertido;

D = diâmetro equivalente de escavação do túnel;

$C$  = cobertura de solo do teto do túnel a superfície;

$h$  = coeficiente de empuxo passivo;

$\sigma_s$  = resistência à compressão uniaxial;

$\sigma_c$  = sobrecarga superficial;

$C_u$  = coesão não drenada do solo;

$c'$  = coesão drenada (efetiva) do solo;

$\Phi'$  = ângulo de atrito drenado do solo.

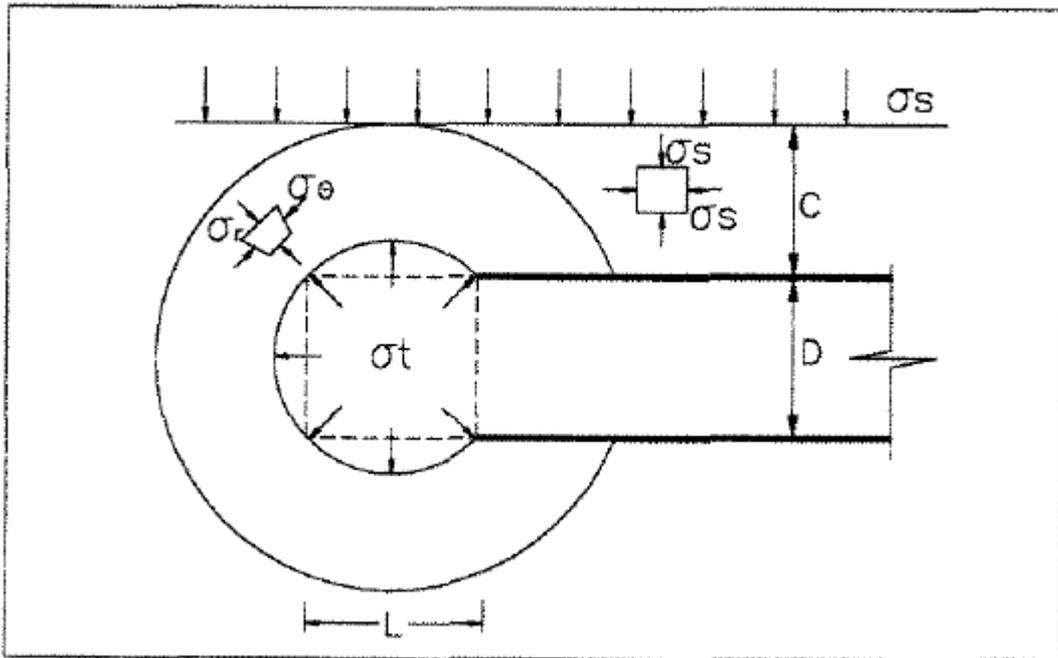
## 2.2.2 HEINZ (1988)

Seguem abaixo as características do método de HEINZ (1988):

### 2.2.2.1 Premissas do método

As seguintes premissas foram adotadas pelo método de HEINZ (1988):

- O comportamento tensão-deformação do solo é suposto ser elástico até que ele alcance a plastificação, a partir do qual ele continua a deformar rigidamente, sem mudança de volume;
- Teoria da Plasticidade;
- Teoria do limite inferior;
- Teoria de MÜHLHUAS (1985);
- Inclusão de uma pressão interna uniforme na face ( $\sigma_t$ ), conforme mostra a figura 2.2;
- Os carregamentos externos são proporcionados por uma carga uniforme ( $\sigma_s$ ) distribuída na superfície;
- O peso específico do solo ( $\gamma$ ) foi assumido como sendo zero;



Fonte: ANDERSON J.M: Reducing risk and improving safety with particular Reference to NATM

Figura 2.2 – Solução de HEINZ (1988)

### 2.2.2.2 Objetivos do método

As seguintes questões foram perquiridas pelo método de HEINZ (1988):

- Determinar o atraso máximo do fechamento do arco invertido ( $L$ );
- Determinar a máxima seção não suportada, representada pelo diâmetro equivalente  $D$ ;

### 2.2.2.3 As equações do método

As equações obtidas por HEINZ, para a condição de maciço drenado e não drenado, são apresentadas a seguir:

$$\frac{L}{D} = \sqrt{\frac{\left(1 + 2x \frac{C}{D}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_s + c' \cdot \cot g \phi'}{\sigma_t + c' \cdot \cot g \phi'}\right)^{\frac{1 - \text{sen} \phi'}{2 \cdot \text{sen} \phi'}}} - 1} \quad (\text{solução drenada})$$

$$\frac{L}{D} = \sqrt{\left[ \frac{\left(1 + 2x \frac{C}{D}\right)}{\lambda \left(\frac{\sigma_s - \sigma_t}{4c_u}\right)} \right]^2 - 1} \quad (\text{solução não-drenada})$$

em que:

L = atraso máximo no fechamento do arco invertido;

D = diâmetro equivalente de escavado do túnel;

C = cobertura de solo do teto do túnel a superfície;

$\lambda$  = coeficiente de empuxo passivo;

$\sigma_t$  = pressão interna ao túnel;

$\sigma_c$  = resistência à compressão uniaxial;

$\sigma_s$  = sobrecarga superficial;

$C_u$  = coesão não drenada do solo,

$c'$  = coesão drenada (efetiva) do solo,

$\Phi'$  = ângulo de atrito drenado do solo

### 2.2.3 Conclusões e considerações sobre os métodos

- Na determinação teórica das cargas de colapso ignora-se algumas das condições de equilíbrio e compatibilidade de deformação. No teorema do limite superior, por exemplo, não foram consideradas algumas condições de equilíbrio, tal que existe uma configuração cinematicamente admissível que pode levar a estrutura a um colapso; Já no teorema do limite inferior, no cálculo do limite inferior da carga de colapso foram ignoradas algumas condições de estabilidade de modo que, se a estrutura é submetida a um campo de tensões estaticamente admissível, não pode entrar em colapso (HEINZ, 1988).
- Conforme visto acima, o método de HEINZ (1988) nada mais é do que o método de MÜHLHAUS (1985) modificado. Para o caso particular onde a pressão

interna ao túnel e nula ( $\sigma_t = 0$ ), as equações de MÜHLHAUS (1985) são reduzidas para as apresentadas originalmente por MÜHLHAUS (1985). Segundo HEINZ (1988), é aceitável a substituição de  $\sigma_s$  por  $\sigma_v$  e esta solução é válida desde que  $0,5 < C/D < 3,0$  (ou seja, para túneis rasos);

- As soluções derivadas de HEINZ mostraram-se muito sensíveis a escolha de parâmetros de resistência. O limite inferior drenado e particularmente sensível ao valor da coesão do maciço de solo, o qual é raramente conhecido com precisão. Para investigação de futuras obras, o programa de ensaios deverá priorizar a determinação deste parâmetro de resistência e sua natural variação;
- O uso de fatores de segurança parciais, de acordo com HEINZ (1988) é o caminho para lidar com a relação das incertezas dos parâmetros de resistência;
- HEINZ (1988) sugere a adoção de fatores de segurança parciais para a coesão (com valor acima de dois) e para  $\text{tg}\Phi'$  (valor de 1,5);
- Segundo HEINZ (1988), o artigo original de MÜHLHAUS continha erros de impressão em várias seções, os quais foram retificados através de correspondência com o autor;
- Embora os teoremas do limite superior e inferior constituam-se soluções aceitáveis, é importante ressaltar que a premissa adota por HEINZ (1988) (comportamento do solo suposto elástico até que ele alcance a plastificação com subsequente comportamento rígido sem alteração de volume) é um comportamento idealizado, já que os solos, na prática, destoam freqüentemente desta hipótese, como as areias densas e argilas rijas a níveis de baixa pressão.

#### **2.2.4 Expressão utilizada para o cálculo da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” :**

Da teoria geral dos solos, temos que a expressão que relaciona a coesão “c” e o ângulo de atrito “ $\Phi$ ” é:

$$c = \sigma_c \cdot [\cos \phi + \operatorname{tg} \phi \cdot (\operatorname{sen} \phi - 1)] \quad (2.2.4)$$

Em que:

$\sigma_c$  = tensão de ruptura (MPa = megapascal = 10 kg/cm<sup>2</sup>)

A expressão acima será utilizada para a determinação da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ”.

### 2.2.5 Ensaio de compressão uniaxial:

Ensaio feito em corpo de prova cúbico de 7,1 cm de aresta em prensa de 200 t de capacidade e seguindo a norma ABNT NBR 12767. A tensão de ruptura na compressão é determinada pela expressão:

$$\sigma_c = \frac{W}{A} \dots \text{(expressão 2.2.5)}$$

em que:

$\sigma_c$  = tensão de ruptura (MPa = megapascal = 10 kg/cm<sup>2</sup>)

A = área do corpo de prova (m<sup>2</sup>)

W = força de ruptura (kN = kilonewton)

O ensaio de compressão uniaxial visa determinar qual a tensão que provoca a ruptura do material, quando submetida a esforços compressivos.

Este ensaio é executado em corpos de prova de dimensão cúbica, com arestas de 7 cm. Para uma bateria utiliza-se cinco corpos de prova (no estado seco), os quais são submetidos a esforços compressivos em uma prensa hidráulica com capacidade de 240 toneladas.

Os valores detectados fornecem uma indicação da resistência do material ao esforço mecânico compressivo, mostrando o valor máximo de tensão que o material suporta antes da ruptura. Este ensaio foi executado de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 12767.

Para a presente amostra, encontrou-se  $\sigma_c = 0,004$  MPa, valor aproximado.

### 3 ENSAIOS

Seguem os instrumentos utilizados nos ensaios:

#### 3.1 Arranjo Instrumental

##### 1. Câmara de ensaios:

Concebida para estudar os mecanismos de ruptura pela modelagem física de simulações de escavações de túneis em solos.

Dimensões:

- *comprimento* = 160 cm
- *largura* = 70 cm
- *altura* = 100 cm

A Câmara pode ser vista na foto 3.1:



Foto 3.1 – Câmara de ensaios

No trabalho, os túneis foram realizados com simulação de revestimento. O diâmetro de escavação é de 13,3 cm, pois é o diâmetro dos tubos comerciais do tipo PVC, mais próximo do valor previsto como revestimento. Foi realizada uma cobertura de 13,3 cm, caracterizando uma perfuração em regime mediano (nem túnel raso, nem profundo), em meia seção e junto ao vidro, para que fosse mais fácil realizar a gravação das imagens junto da escavação.

#### 2. Máquina Digital

Para a realização das filmagens (todas as filmagens foram realizadas a mesma distância do vidro da câmara de ensaio).

#### 3. Tubo tipo PVC

Para simular as condições de revestimento de um túnel.

#### 4. Betoneira e pá

Para o processamento do material.

#### 5. Marcador de tinta permanente

Para a demarcação das zonas de colapso.

#### 6. Canudos

Utilizados como enfilagens.

#### 7. Estufa

Para a determinação da umidade.

### **3.2 Características da amostra**

Seguem as características da amostra utilizada.

#### **3.2.1 Composição**

Composição do material utilizado:

- areia de quartzo fina = 91,7 %
- caulim = 7,5%
- água = 0,8% em peso

As dimensões da câmara de ensaios acima (item 3.1), juntamente com características da amostra, têm como objetivo simular as condições aproximadas dos

túneis em solos terciários mais comuns no Metrô de São Paulo. A câmara encontra-se no Laboratório de Ensaios Especiais da Divisão de Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica do Instituto Tecnológico de aeronáutica.

Este solo artificial teve como objetivo obter a similitude protótipo modelo para um túnel de Metro-SP em solo de argila cinza do terciário da bacia de São Paulo, conhecido como Taguá, em escala 1:70.

A composição indicada conferiu um peso específico ao material de, aproximadamente,  $17 \text{ KN/m}^3$ .

### **3.2.2 Ajuste de umidades**

O teor de umidade do solo é um fator determinante no processo de compactação. Sendo assim, o estudo da compactação em solos sob vários potenciais de umidade e densidade inicial é de grande importância a fim de verificar em que condições ela ocorre de maneira mais acentuada e qual o comportamento compressivo do solo em diferentes teores de umidade, para que se consiga minimizá-la.

Uma vez que houve um intervalo de tempo entre o processamento do material e a realização dos ensaios, foi necessário um controle rigoroso da umidade da amostra, a fim de que a compactação fosse realizada adequadamente.

O processo de controle consistiu, basicamente, na determinação da taxa perda entre três semanas distintas, sempre coletando amostras de diversos pontos do material. A variação modular do material foi de, aproximadamente, 5,2% sendo que os ensaios foram realizados a uma umidade estimada de 2,3%, após quarterização do material e mistura do mesmo, a fim de ser obtida a maior homogeneidade possível.

### **3.3.3 Processamento do material**

O material foi processado e misturado em betoneira em amostras de, aproximadamente, 100 kg até ser atingida a quantidade de 1000 kg, necessária para cobrir o tubo de PVC com uma cobertura de diâmetro. Para cada amostra de 100 kg respeitou-se a proporção indicada no item composição.

## **3.3 Metodologia dos ensaios**

Cada amostra de 100kg obtida foi lançada, no primeiro ensaio de ajuste, na câmara e compactada em camadas de aproximadamente 8 cm de espessura para garantir uma boa homogeneidade em seus parâmetros físicos e mecânicos, até a altura especificada para garantir a cobertura de solo necessária na simulação.

A pressão de compactação, realizada de maneira quase estática.

Para cada novo ensaio, todo solo anteriormente utilizado é retirado, corrigido no teor de umidade e novamente compactado, segundo as condições anteriormente percorridas.

As condições ambientais do laboratório também foram controladas para que sua influência sobre os ensaios fosse minimizada.

O túnel simulado possui diâmetro de 133 mm e é executado junto ao vidro em meia seção para facilitar a gravação das imagens.

A escavação inicia com a cravação do molde em meia seção que simula o suporte de proteção de concreto. Depois, o solo solto é retirado de dentro do túnel até o fim do molde. A partir daí, o material é vagarosamente escavado com uma espátula manual, mantendo uma seção igual a da região com suporte, até que haja o pleno colapso da estrutura.

O comprimento do molde é maior que três vezes o seu diâmetro, que é a dimensão considerada mínima para evitar os problemas de contorno imposto pela caixa de ensaio. A retirada do solo dentro do molde representa a condição do túnel até o instante do início da escavação da frente de avanço. A escavação não escorada representa a condição real de campo onde, como já foi dito, os acidentes costumam causar perdas econômicas, e por vezes, vidas humanas.

O interesse do ensaio está focado na fase de escavação não escorada onde as rupturas podem ser catastróficas.

### **3.4 Enfilagens**

As enfilagens, introduzidas na região provável de colapso, foram constituídas pela emenda de canudos (o material constitutivo dos canudos foi o que mais se adequou às características do experimento). Foram posicionadas entre os tubos de PVC com um ângulo de 12,5° em relação ao prolongamento imaginário do tubo, permitindo-se, desta forma, movimentos de flexão em relação ao engaste. Utilizaram-se quatro tubos

dispostos em um quarto da circunferência a cada  $11,25^\circ$ , atingindo, no ensaio quatro, a metade da região provável do colapso (demarcada previamente pela caneta de tinta permanente) e, no ensaio cinco, ultrapassando a mesma região.

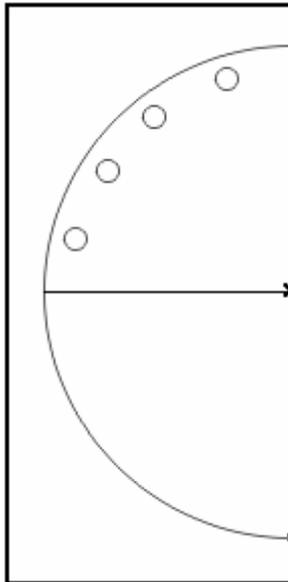


Figura 3.4: Representação das enfilagens

### 3.5 Experimentos Realizados

Na seqüência, discorrer-se-á os cinco experimentos realizados.

#### 3.5.1 Experimentos de ajuste

A fim de obter-se a pressão de compactação necessária para que a amostra rompesse nas imediações do tubo suporte, realizaram-se três ensaios diminuindo-se a pressão. Na figura 3.5.1 abaixo mostra um dos três experimentos realizados com insucesso:



Foto 3.5.1: experimento realizado com insucesso

A pressão de compactação obtida para tais pretensões foi de  $208,4 \text{ N/m}^2$  (peso de  $2,5 \text{ kg}$  sobre uma área de  $30 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ ).

### 3.5.2 Experimentos teste

Para a correta interpretação das considerações abaixo, acompanhe também as seqüências das fotos dos experimentos no anexo.

- **Ensaio 1:** após as considerações acima, realizou-se o primeiro ensaio utilizado nas análises, demarcando com uma linha contínua, em seguida, a região da ruptura, como vemos na figura 3.5.2-1 e 3.5.2-3:

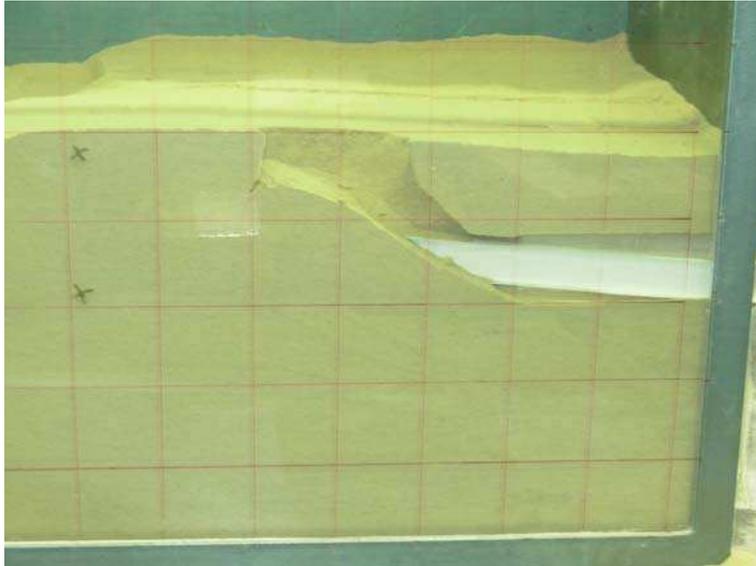


Foto 3.5.2-1: ruptura do ensaio 1

- **Ensaio 2:** com o objetivo de delimitar-se com maior precisão a região de colapso, este ensaio foi realizado. Demarcou-se a região da ruptura com uma linha pontilhada, como se vê na figura 3.5.2-2 e 3.5.2-3:

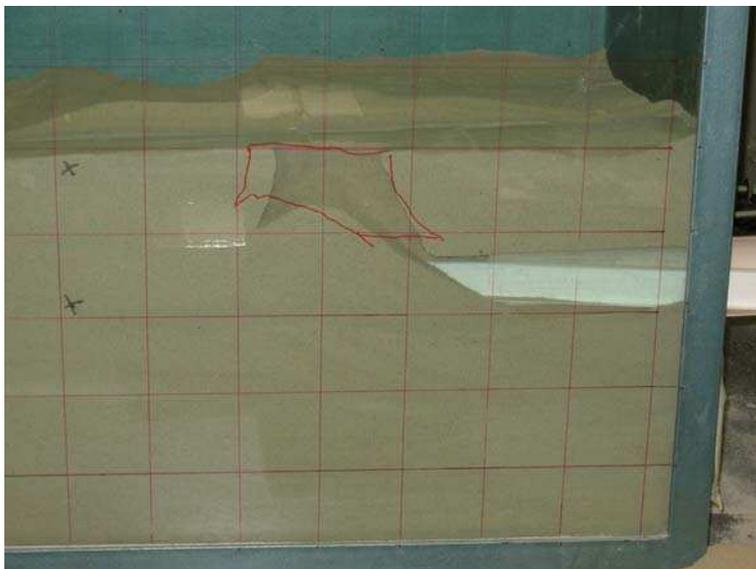


Foto 3.5.2-2: ruptura do ensaio 2

- **Ensaio 3:** este ensaio foi realizado com o mesmo objetivo do ensaio 2. A figura 3.5.2-3 mostra o momento da ruptura.



Foto 3.5.2-3: Ruptura do ensaio 3

### 3.5.3 Experimentos com introdução das enfilagens

- **Ensaio 4:** introdução de enfilagens até a metade da região média das linhas pontilhada e continua como visto na figura 3.5.2-3. A figura 3.5.3-1 mostra o momento da ruptura.

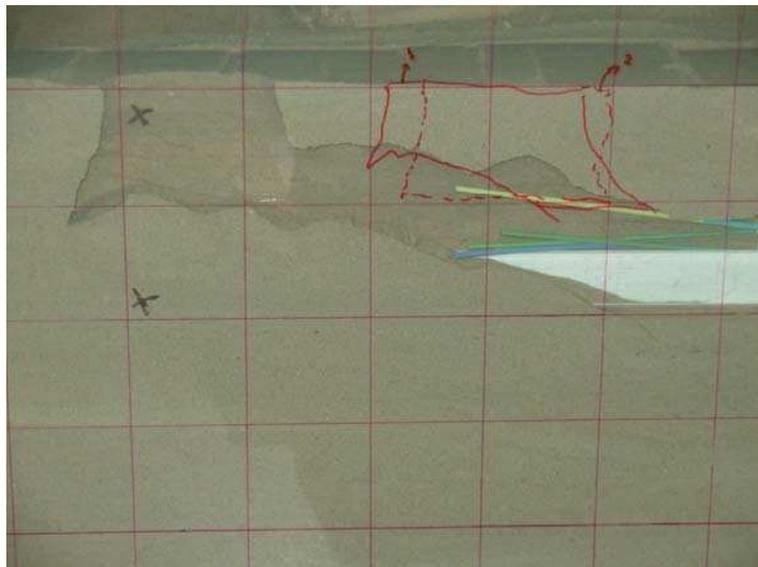


Foto 3.5.3-1: Ruptura do ensaio 4

- **Ensaio 5:** introdução de enfilagens a região média da metade da região média das linhas pontilhada e continua como visto na figura 3.5.2-3. A figura 3.5.3-2 mostra o momento da ruptura.

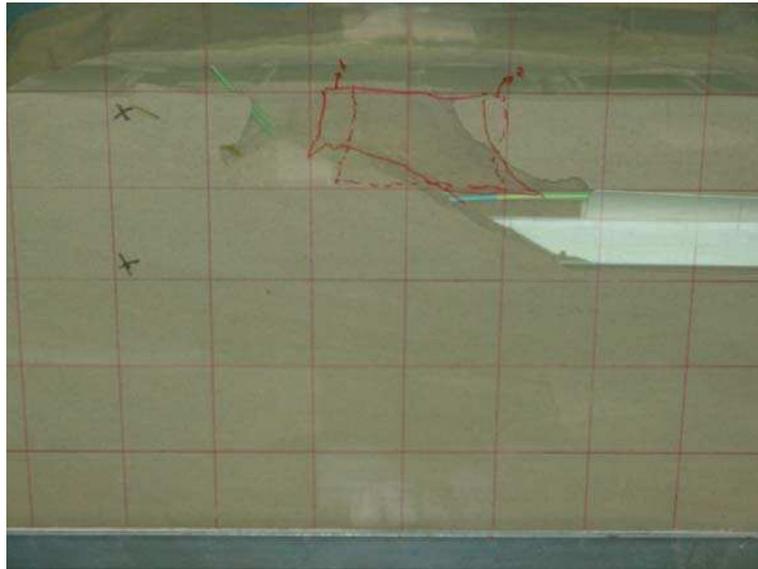


Foto 3.5.3-2: Ruptura do ensaio 5

#### 4 ANÁLISES QUALITATIVAS DOS ENSAIOS

Os principais eventos observados nos experimentos encontram-se descritos na tabela 4.1 (as fotos do anexo 1 permitem a análise seqüencial dos ensaios).

Tabela 4.1: análise qualitativa dos ensaios

ENSAIOS		RUPTURA TOTAL	DESPLACEMENTOS	FORMAÇÃO DE TRINCAS	FORMAÇÃO DE CAPELA
SEM ENFILAGEM	ENSAIO DE AJUSTE	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
	ENSAIO 1	SIM	SIM	NÃO	NÃO
	ENSAIO 2	SIM	NÃO	NÃO	SIM
	ENSAIO 3	SIM	SIM	NÃO	NÃO
COM ENFILAGEM	ENSAIO 4	SIM	SIM	NÃO	NÃO
	ENSAIO 5	NÃO	SIM	SIM	NÃO

#### 4.1 Análise dos experimentos teste

Seguem alguns comentários pertinentes à tabela 4.1:

- **Ensaio de ajuste:**

Como era de se esperar, neste ensaio não houve nenhum dos eventos descritos nas colunas, dado que se trata de um experimento apenas utilizado para a determinação da pressão de compactação que possibilitaria a ruptura total para a realização dos demais ensaios.

- **Ensaio 1:**

Ensaio realizado em conformidade com os aspectos teóricos pré-estabelecidos, principalmente nos aspectos concernentes aos controles de compactação/umidade, uma vez que não foram constatadas as presenças de trincas nem houve a formação de capela.

- **Ensaio 2:**

Ensaio cujo produto aproximou-se das condições reais de campo, uma vez que alguns aspectos que podem ser constatados na prática puderam ser observados (formação de capela devido às diferenças de compactação entre uma camada e outra).

- **Ensaio 3:**

Ensaio que, embora não demonstrou indícios de formação de capelas ou trincas teve sua ruptura global constatada em posição anterior às posições dos ensaios 1 e 2, evidenciando, desta forma, problemas oriundos de diferenças na compactação entre as camadas e/ou heterogeneidade na escavação.

Repara-se que o fator de segurança global, neste caso e no ensaio um, encontra-se muito próximo de um.

#### **4.2 Análise dos experimentos com introdução das enfilagens**

- **Ensaio 4:**

A introdução de uma pressão interna (enfilagens) fez com que a teoria de SÓZIO (1994) fosse a que mais se aplicasse a este ensaio. A introdução das enfilagens fez com que os fatores de segurança global e local aumentassem na região de ruptura prevista nos ensaios anteriores, deslocando a ruptura global para a uma região mais a frente. Nesta região, constata-se um aumento progressivo do raio equivalente (*veja anexo B*) fazendo com que o fator de segurança global diminuísse até momento da ruptura global. Os deslocamentos prévios a essa ruptura global demonstraram que o fator de segurança local nessa região de ruptura foram menores que o fator de segurança global, até o momento da ruptura global.

- **Ensaio 5:**

Este ensaio foi o que mais se aproximou das dificuldades reais encontradas na prática quanto à construção de túneis. A formação de trincas, bem como a ruptura na região das enfilagens tiveram como prováveis motivos:

1. as dificuldades na introdução das enfilagens, que acarretaram na formação de regiões heterogêneas ao longo da região provável de ruptura;
2. diferença na compactação entre as camadas;
3. heterogeneidade na escavação;

## 5 RESULTADOS QUANTITATIVOS

### 5.1 Determinação da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” dos experimentos teste:

Para a determinação dos parâmetros da coesão “c” e do ângulo de atrito “ $\Phi$ ” dos experimentos teste varia-se o ângulo de atrito “ $\Phi$ ” no intervalo  $14^\circ \leq \phi \leq 26^\circ$  substituindo-se o valor na expressão (2.2.4). Juntamente com esses dois parâmetros, calcula-se também a correlação de Jaky dada pela seguinte expressão:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (5.1)$$

De posse dos dados da tabela acima, juntamente com as características geométricas do túnel dos ensaios, inserisse os valores no programa “Pererê”, realizado em Java, pelo Prof. Dr. Flávio Massayuki, de modo a obter-se o comprimento efetivo máximo de escavação “ $L_F$ ” obtido nos ensaios. O “ $L_F$ ” pode ser definido como o comprimento do deslocamento no teto que iniciou a ruptura (com as fotos quadro a quadro do anexo 1 é possível a determinação dessa grandeza). Quando o valor “ $L_F$ ” for obtido, estarão determinados os parâmetros “c” e “ $\Phi$ ” do material. O programa fornece resultados para diversos métodos usuais de avaliação de estabilidade em túneis. Dadas as características experimentais, deve-se proceder a análise pelo método de MÜHLHAUS. As saídas do programa encontram-se no anexo 2 e os resultados obtidos encontram-se na tabela 5.1 abaixo.

Tabela 5.1: variação dos parâmetros “c”, “ $\Phi$ ”, “ $k_0$ ” e “ $L_F$ ”

c (kN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$	$k_0$	$L_f$ (m)
3,13	14	0,76	0,25
3,07	15	0,74	0,25
3,01	16	0,72	0,25
2,96	17	0,71	0,25
2,91	18	0,69	0,25
2,85	19	0,67	0,25
2,80	20	0,66	0,25
2,75	21	0,64	0,25
2,70	22	0,63	0,25
2,65	23	0,61	0,26
2,60	24	0,59	0,26
2,55	25	0,58	0,26
2,50	26	0,56	0,26

Os comprimentos “ $L_F$ ” obtidos através do anexo 1 são:

Tabela 5.2: “ $L_F$ ” obtidos para os ensaios

Ensaio	$L_f$ (m)
1	0,14
2	0,12
3	0,13
4	0,21

## 5.2 Análise dos experimentos com a introdução das enfilagens:

Uma vez que não se obteve correlação entre os valores de “ $L_F$ ” da tabela 5.2 e os valores de “ $L_F$ ” obtidos para diversos valores de “c” e “ $\Phi$ ” e, portanto, não foi possível a determinação desses parâmetros para o material, analisa-se, para o experimento 4 em que foram introduzidas enfilagens, o resultado do programa para todos os valores “ $\Phi$ ”, recomendados pelo professor Massayuki (os resultados encontram-se no anexo 3). Introduziu-se uma distância a frente de 23 cm (média do comprimento de escavação dos três experimentos teste).

## 6 LIMITAÇÕES DO MODELO FÍSICO

Após a análise dos resultados obtidos fica claro que houve um distanciamento, do modelo teórico inicial a ser realizado e o produto de fato obtido (sendo que muitas dessas limitações já foram percorridas ao longo desse trabalho).

Os diversos problemas enfrentados são apenas um reflexo da grande dificuldade enfrentada, na prática, dada a grande complexidade da metodologia construtiva de túneis. Sintetizam-se abaixo as limitações da consecução dos ensaios:

- efeito do vidro;
- controle de umidade: embora tenha sido feito um rigoroso controle da umidade (através da determinação da taxa de perda), bem como um processo de homogeneização da amostra conhecido como “quarterização”, o grande volume de material torna muito difícil tornar a amostra, no seu conjunto, homogênea;
- imprecisões oriundas da própria metodologia utilizada nos ensaios;
- extrema dificuldade na introdução das enfilagens conforme as premissas teóricas (ensaios 4 e 5);
- dificuldade de realização de compactação quase-estática;
- limitações dos métodos usuais de avaliação de estabilidade;
- limitação de tempo para a realização de mais ensaios;

## **7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Da comparação dos resultados das tabelas 5.1 e 5.2 conclui-se que não há valor de “ $L_f$ ” correspondente nas duas tabelas. O método de cálculo não demonstrou sensibilidade aos valores de “ $c$ ” e “ $\Phi$ ” retornando apenas dois resultados possíveis (25 cm e 26 cm).

Não foi possível, desta forma, determinar-se os valores de “ $c$ ” e “ $\Phi$ ” do material nos ensaios teste.

Analogamente, não foi possível determinar-se o incremento do fator de segurança após a introdução das enfilagens, como detalhado nas análises qualitativas, dado que não se possuía as características do material.

O método de cálculo, devido a forma como o fator de segurança é definido, apresenta este tipo de problema. Às vezes, em projetos reais, pequenas diferenças de “c” e “ $\Phi$ ” causam diferenças no L do MÜHLHAUS de 5m a 60m, ou, mantendo os parâmetros geotécnicos fixos, fazendo variações de atraso de 4m a 24m mostram alterações do fator de segurança de HEINZ de 1,02 a 1,03.

Repara-se que, além disso, nem mesmo o incremento do fator de segurança pela introdução das enfilagens pode ser verificado (como consta na análise qualitativa), dado que os resultados do programa para os valores de “c” e “ $\Phi$ ” da tabela 5.2, quanto ao fator de segurança, não se alteraram, ratificando a deficiência dos métodos de cálculo.

A linha de pesquisa de estabilidade de túneis no ITA é exatamente contornar este tipo de problema. Os métodos de cálculos precisam ser comprovados na prática. Como é difícil utilizar dados de campo, aparece à necessidade de modelos físicos. O problema não está resolvido até hoje. Daí a necessidade de pesquisa.

Trabalhos futuros devem, portanto, serem realizados, bem como o desenvolvimento de novos métodos de cálculo mais sensíveis. Nunca é demais enfatizar que a falta de dados concretos (reais) constitui-se num grande óbice ao desenvolvimento de novas teorias científico-experimentais nesta área. Urge, portanto, que se possibilite ao mundo acadêmico a análise de dados reais catastróficos para o aprimoramento do atual “estado da arte”.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

LAMBE, T. WILLIAN Soil Mechanics, SI Version, Vol 21, 1951

REVISTA TUNNELS & TUNNELLING INTERNATIONAL (1999) Geoconsult  
to appeal against Heathrow verdict U K , v 3 1, n 4, Apr 1999

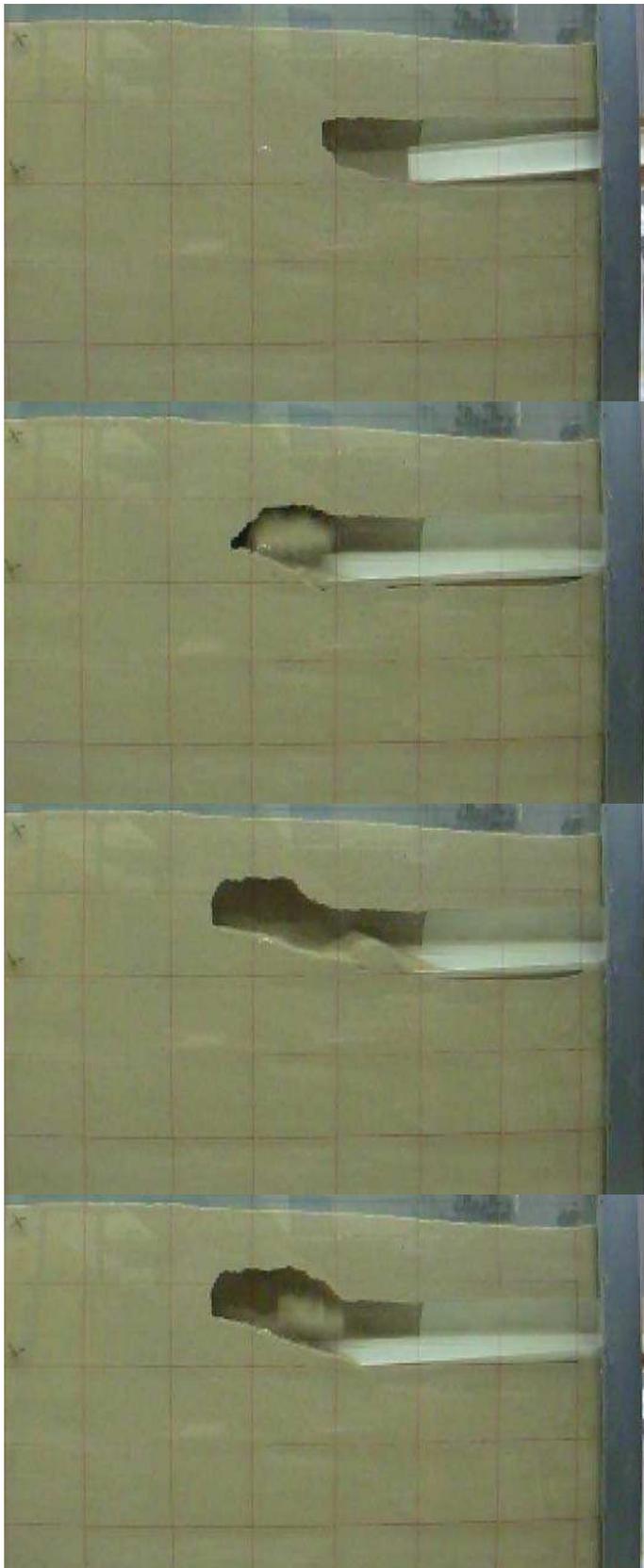
ANDERSON J.M. (1996) Reducing risk and improving safety with particular  
Reference to NATM. In: NORTH AMERICAN TUNNELLING'96, 1996  
Washington.

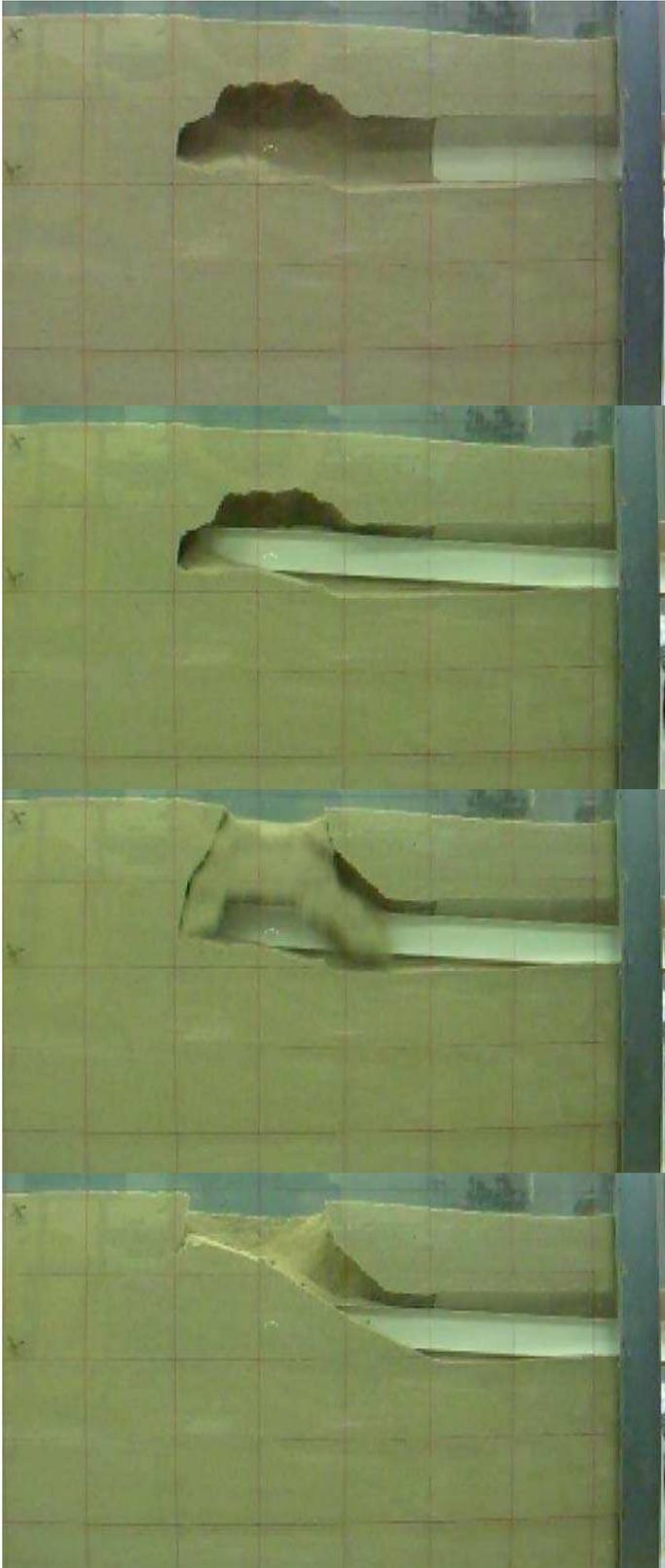
MUHLHAUS, H B (1985) Lower bound solutions for circular tunnels in two and  
three dimensions Rock Mechanics and Rock Engineering

AUGUSTO GOMES, CARLOS (2004) Utilização de Acelerômetro na Monitoração de  
Pré-cólapse de Túneis em Modelo Reduzido

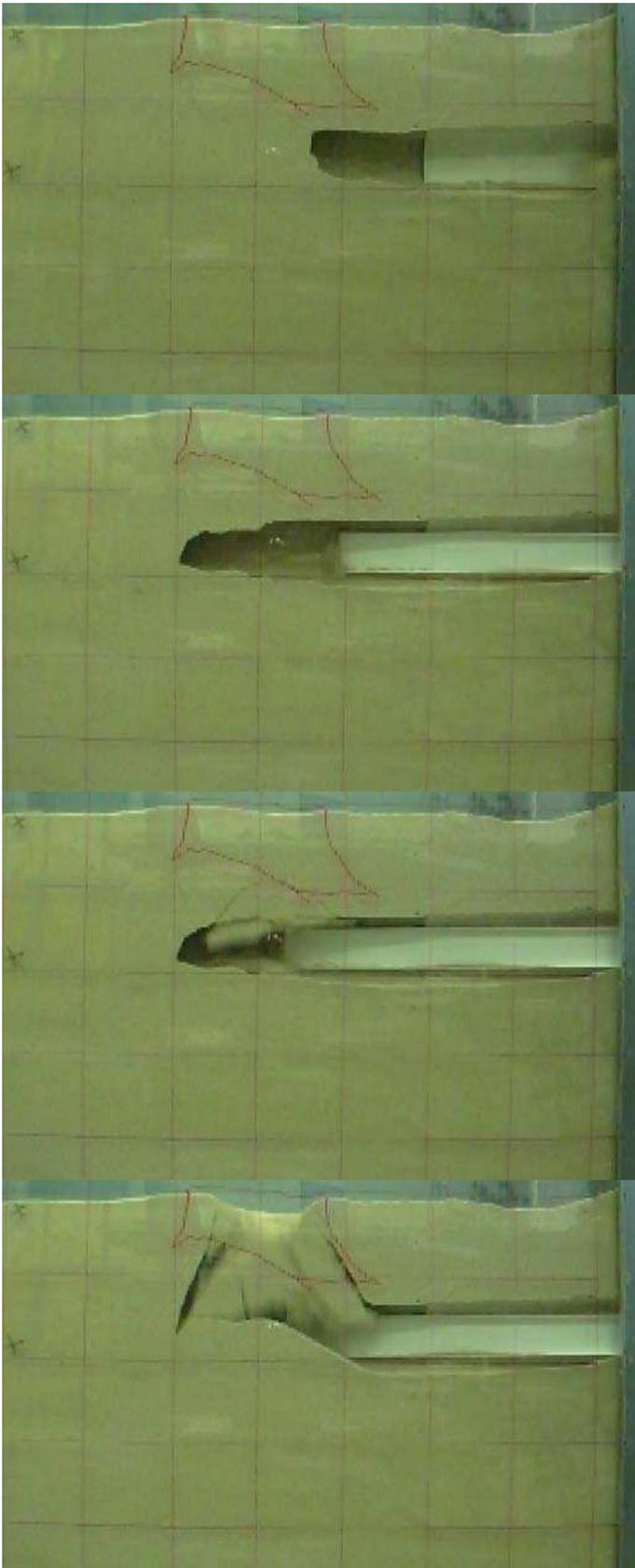
PECK, R.B. (1969a) Advantages and limitations of the observational method in  
applied soil mechanics. Rarkine Lecture. Geotechnique

POWDERHAM, ALAN (2002) The observational Method Geotechnical Engineering,  
Vol.115, Issue 1, January 2002.

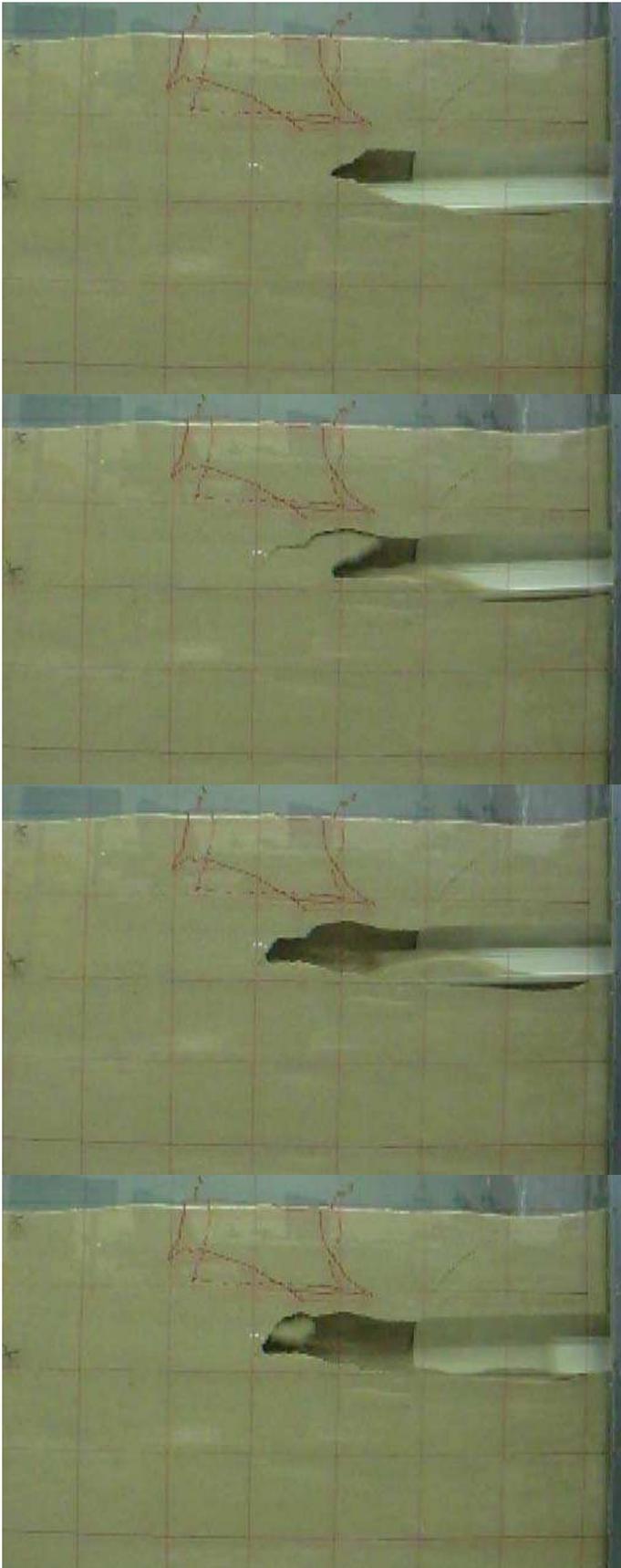
**ANEXO 1 – FOTOS SEQUÊNCIAS DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS****ENSAIO 1**



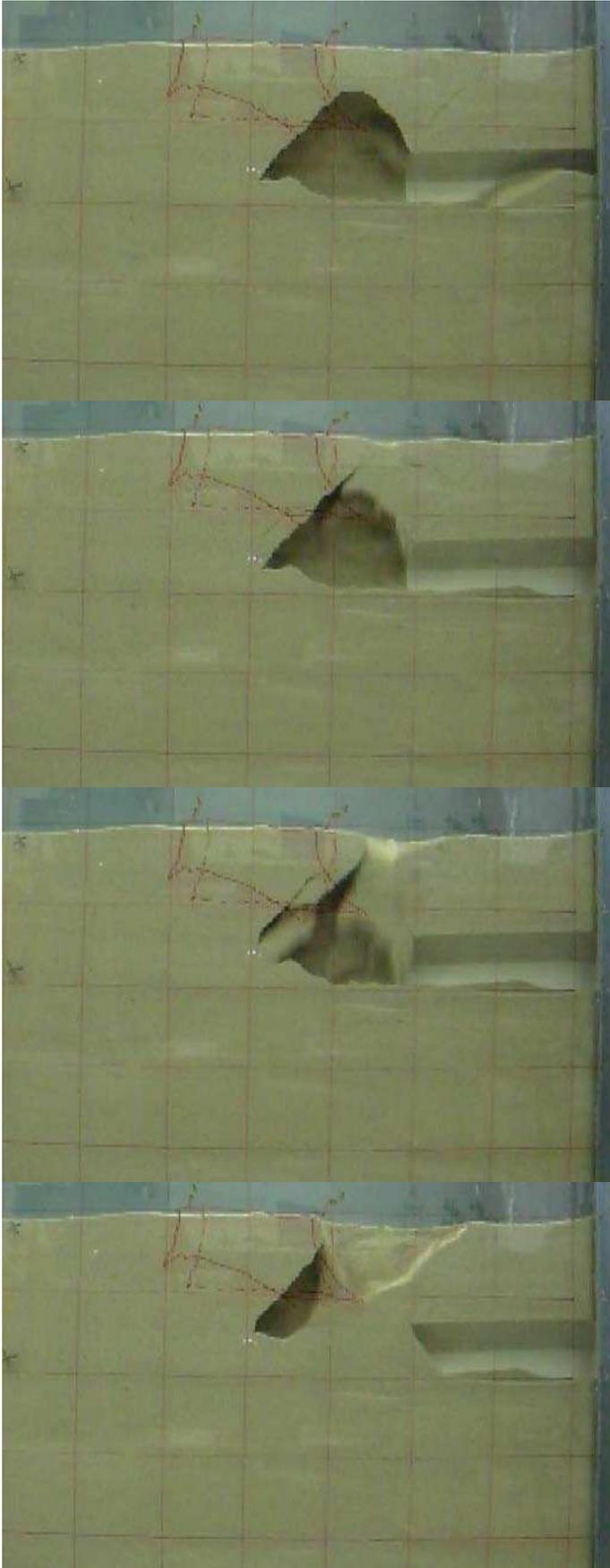
**ENSAIO 2**









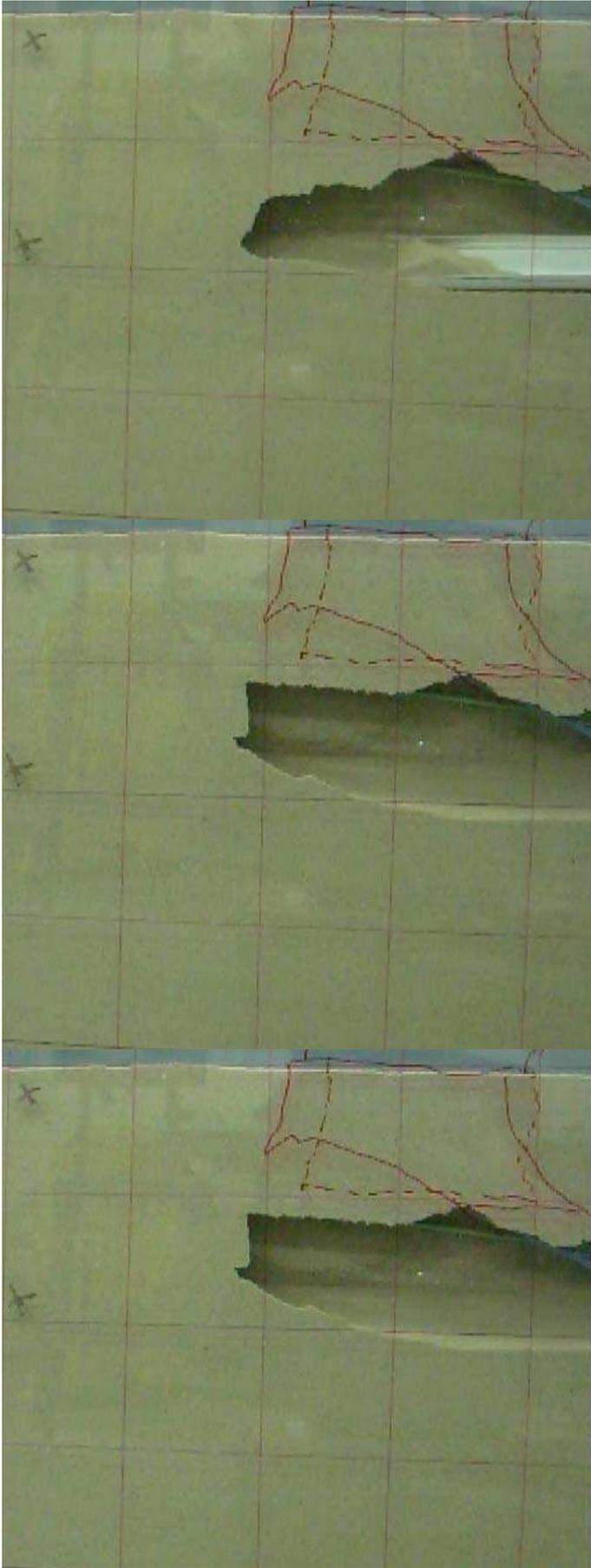


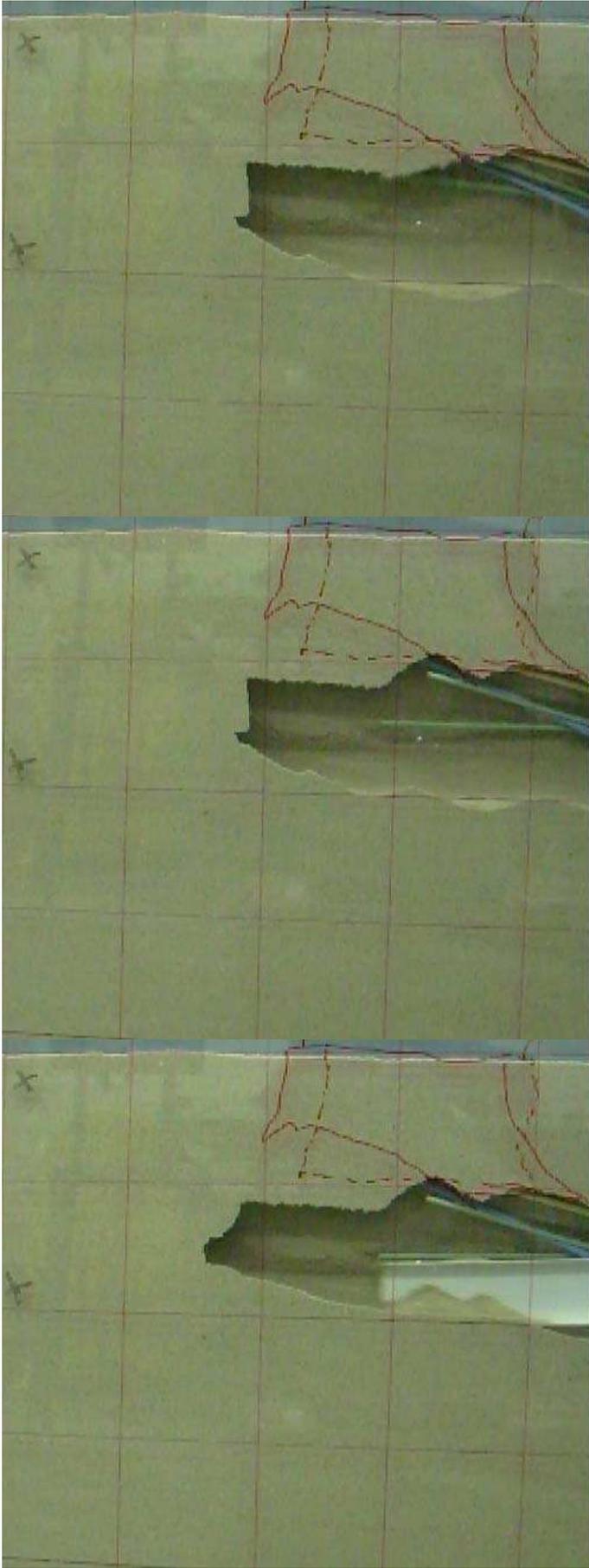


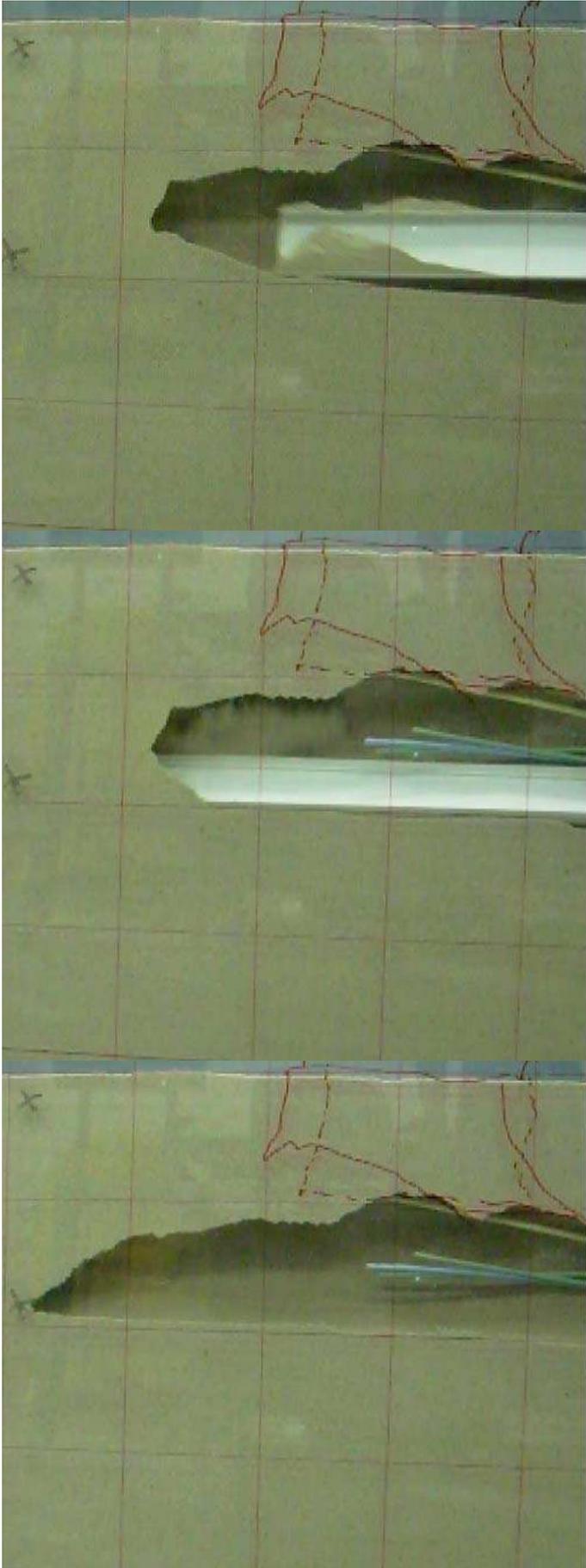
**ENSAIO 4**

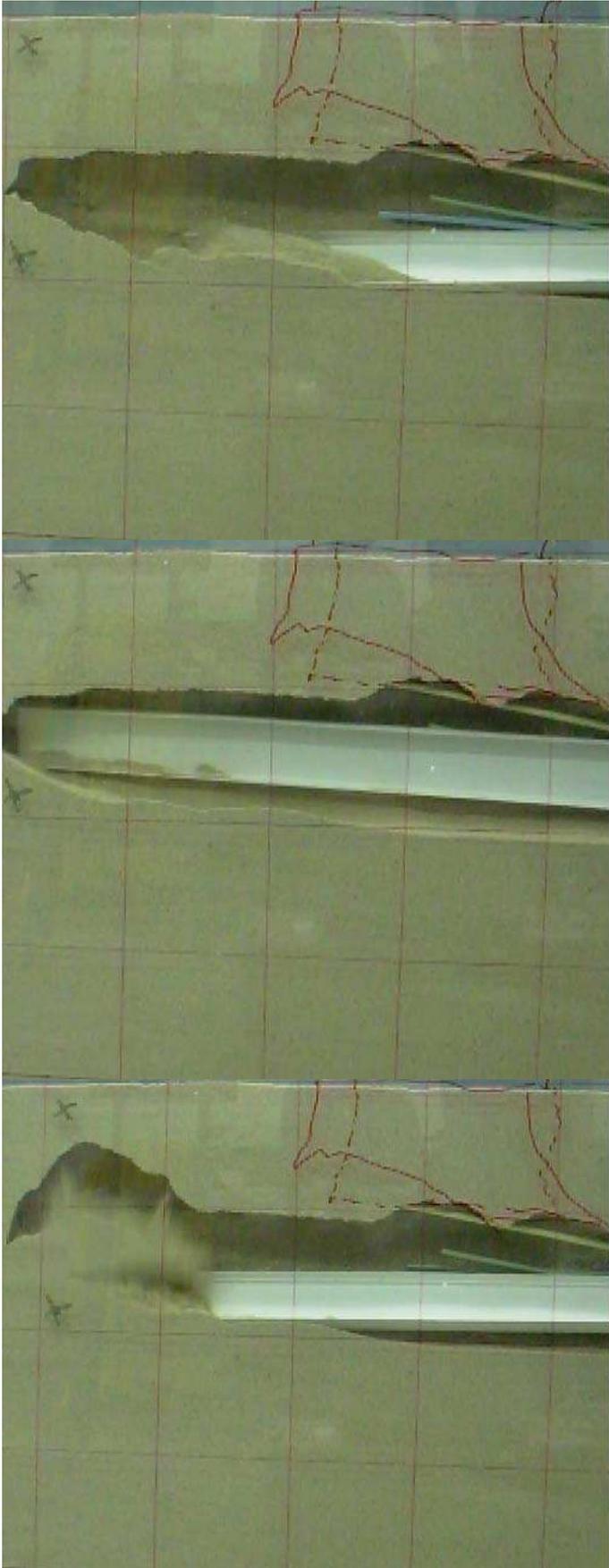


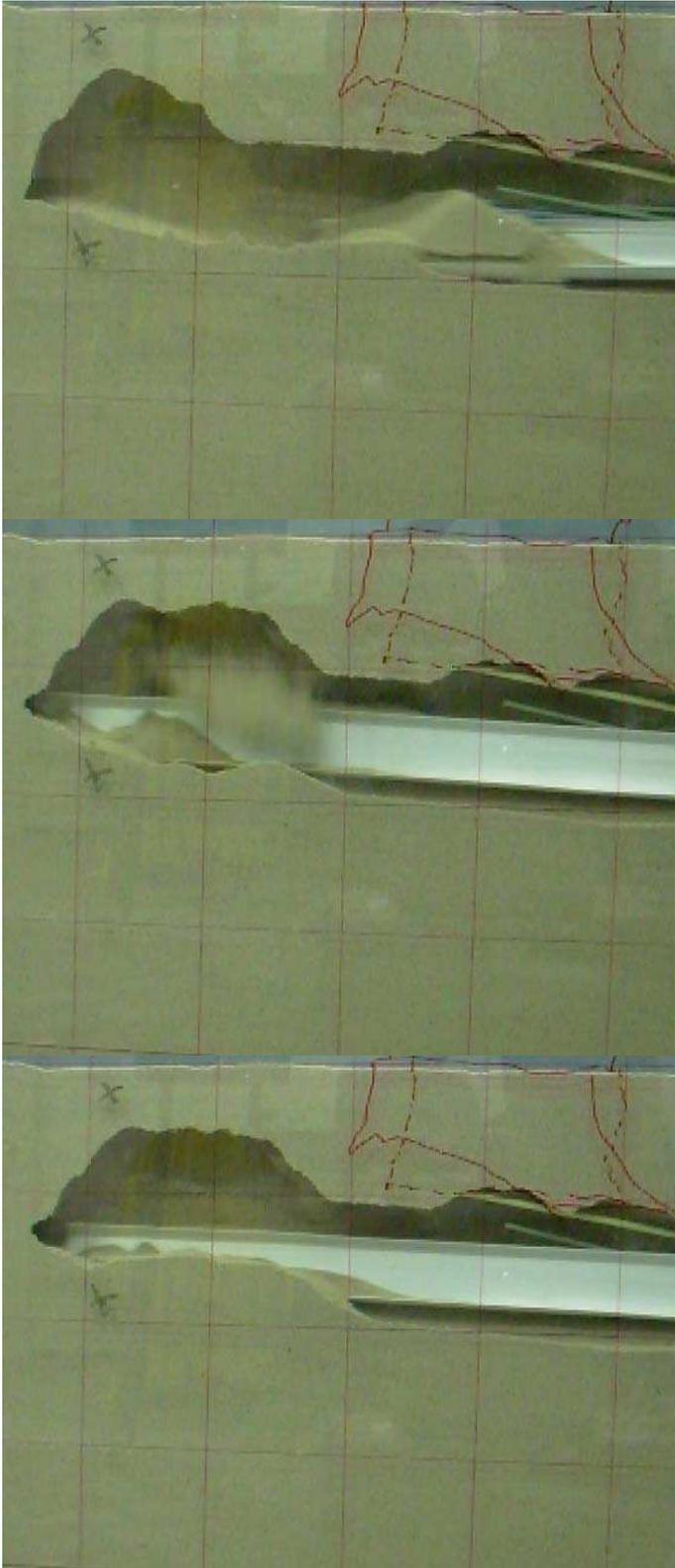


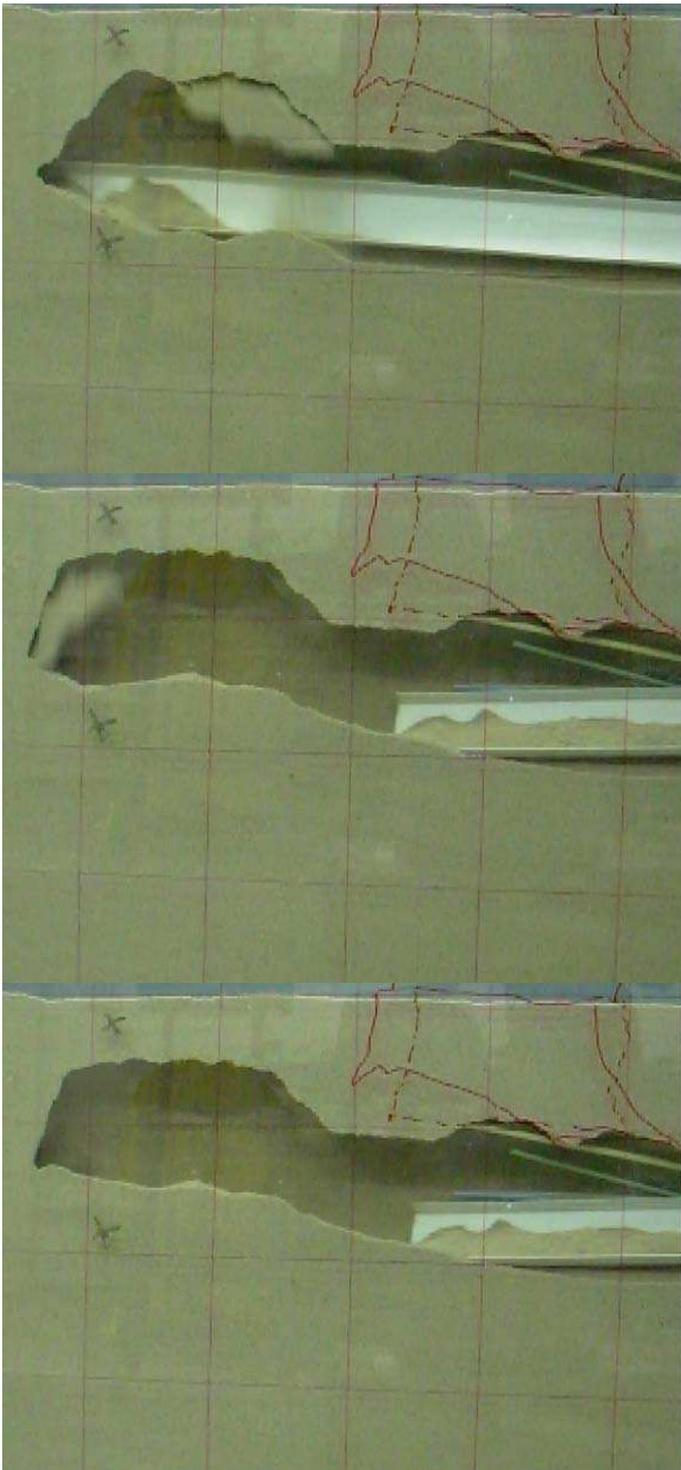


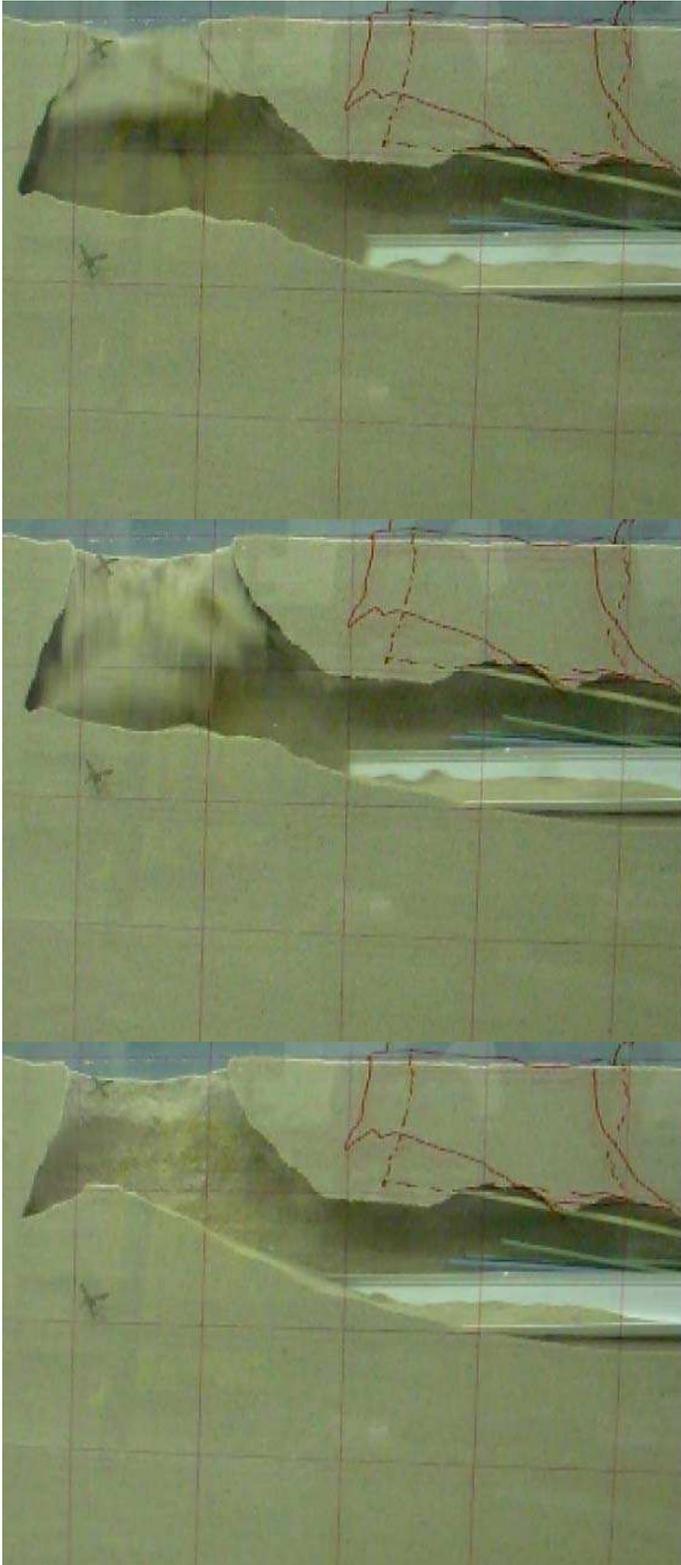


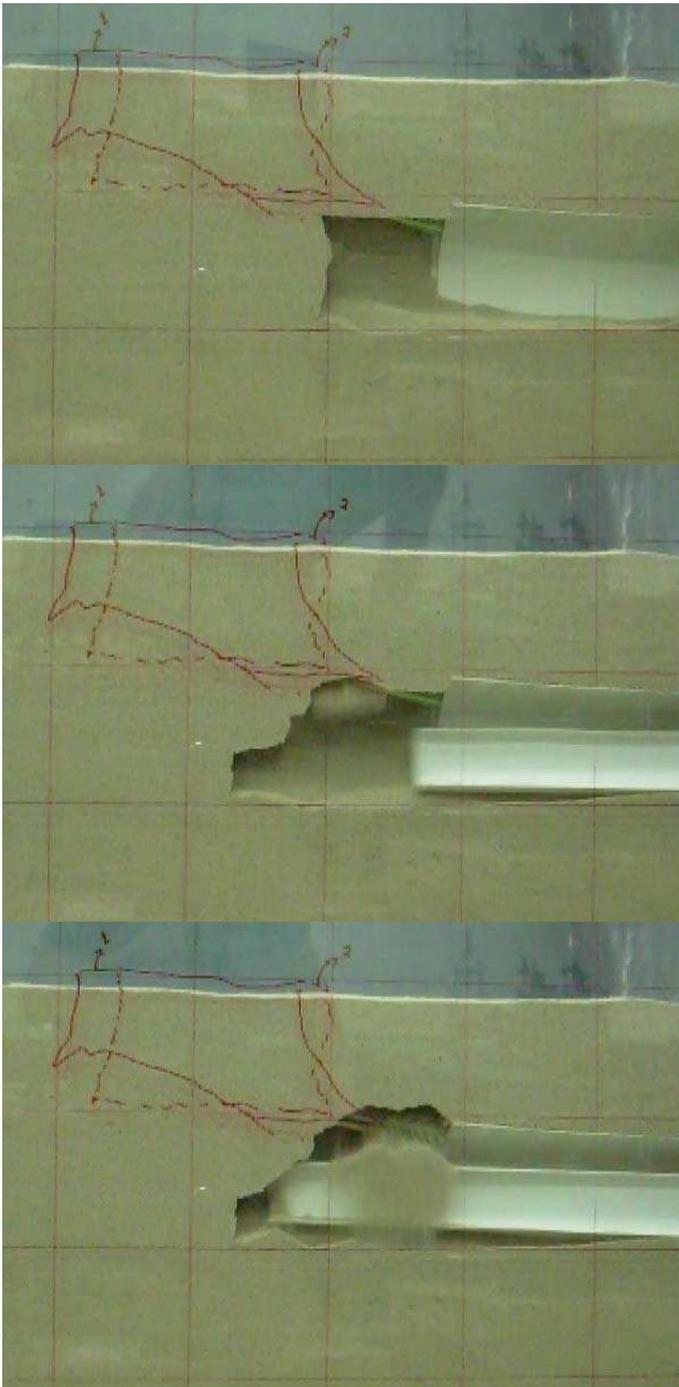


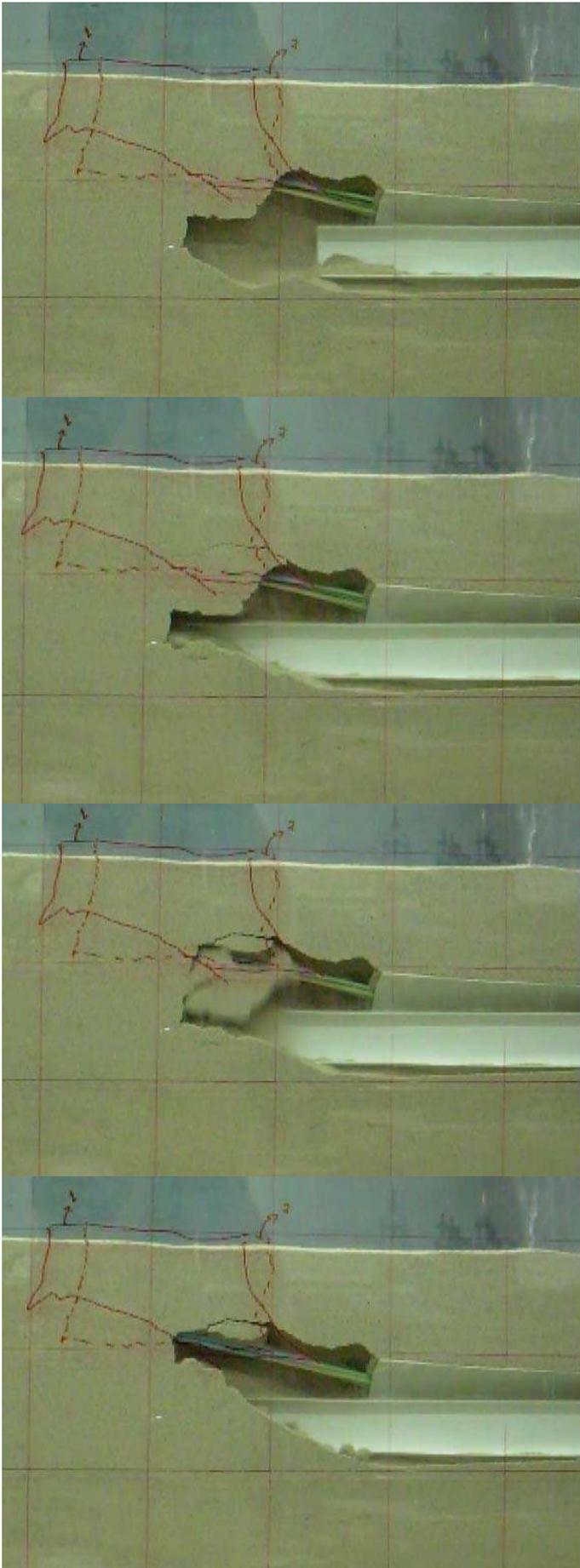


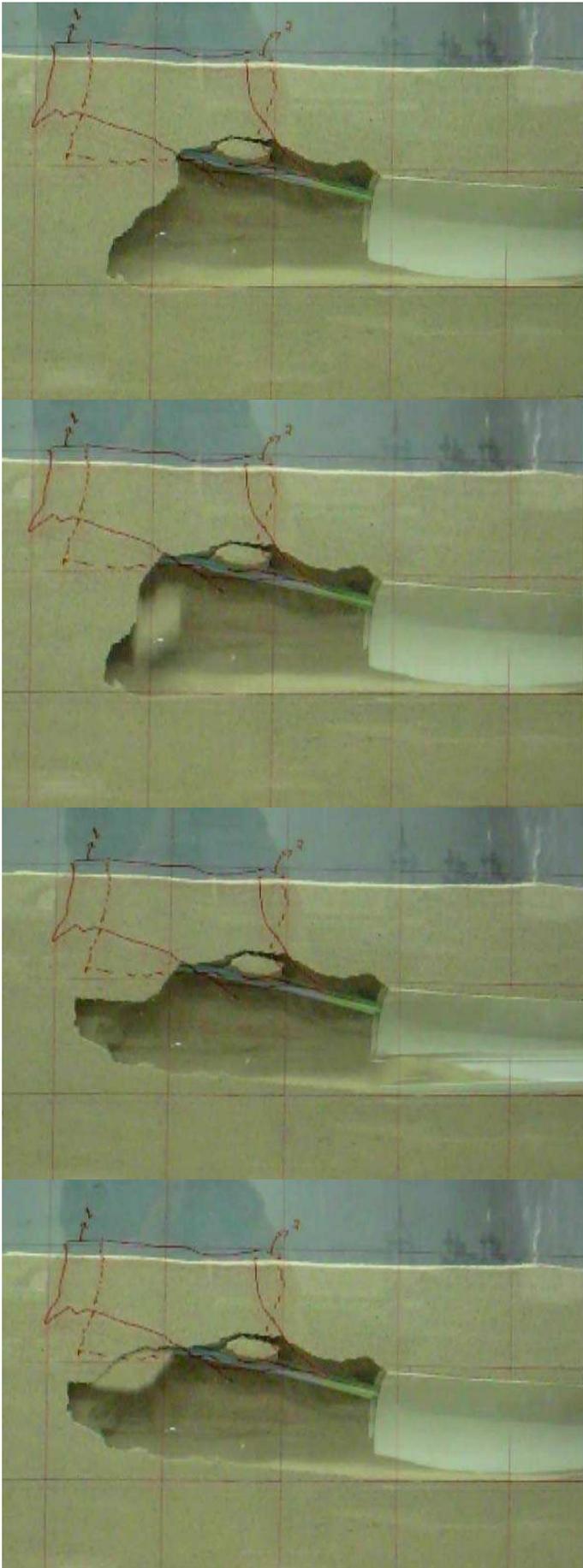


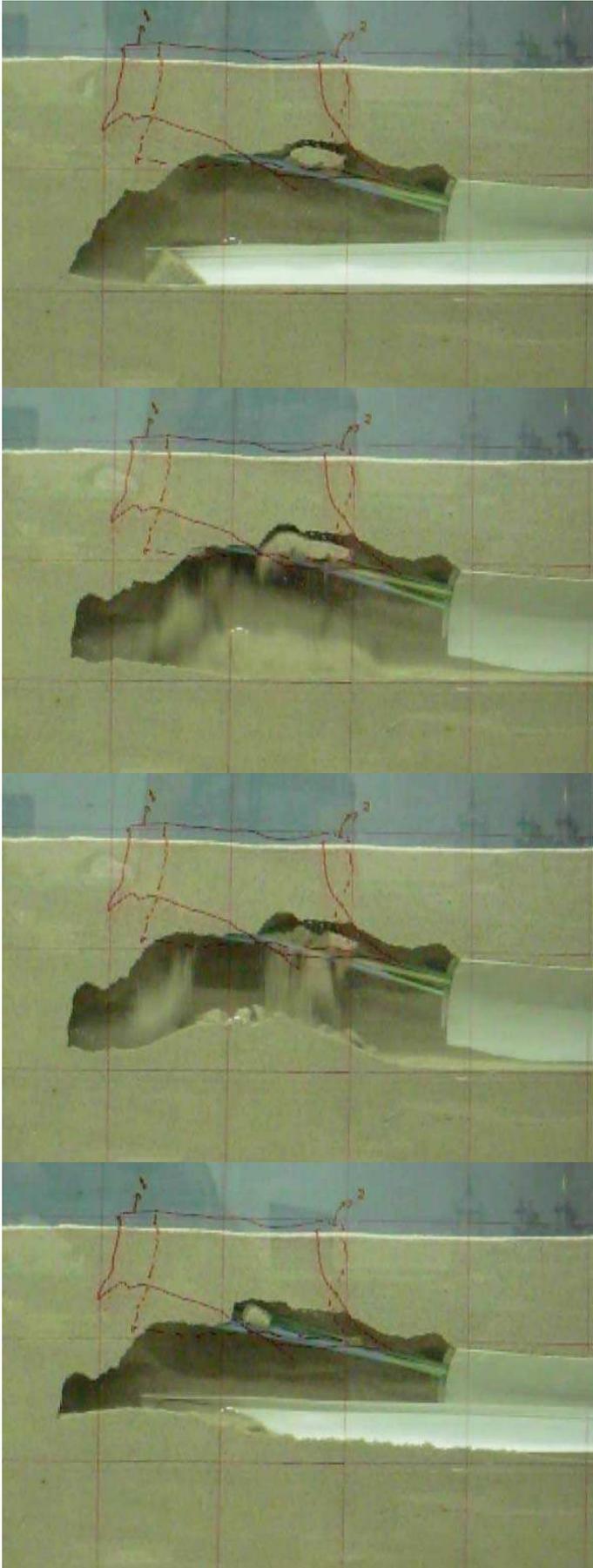


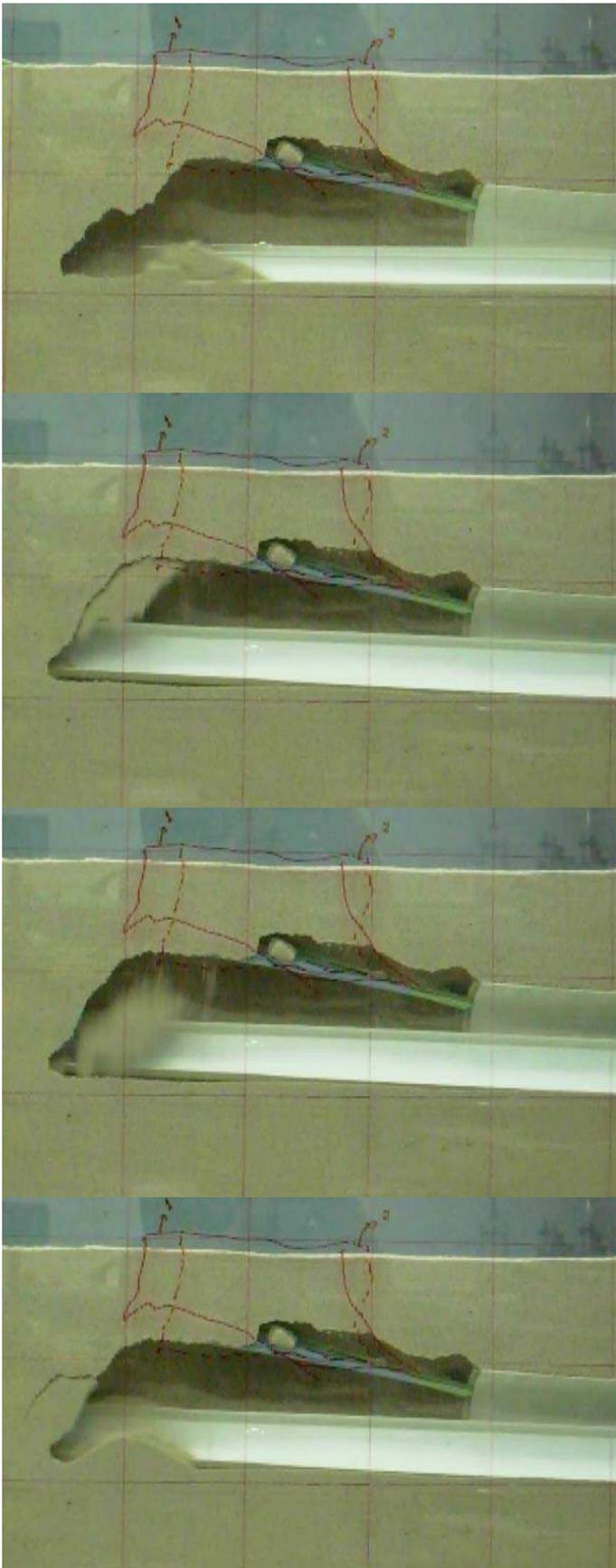


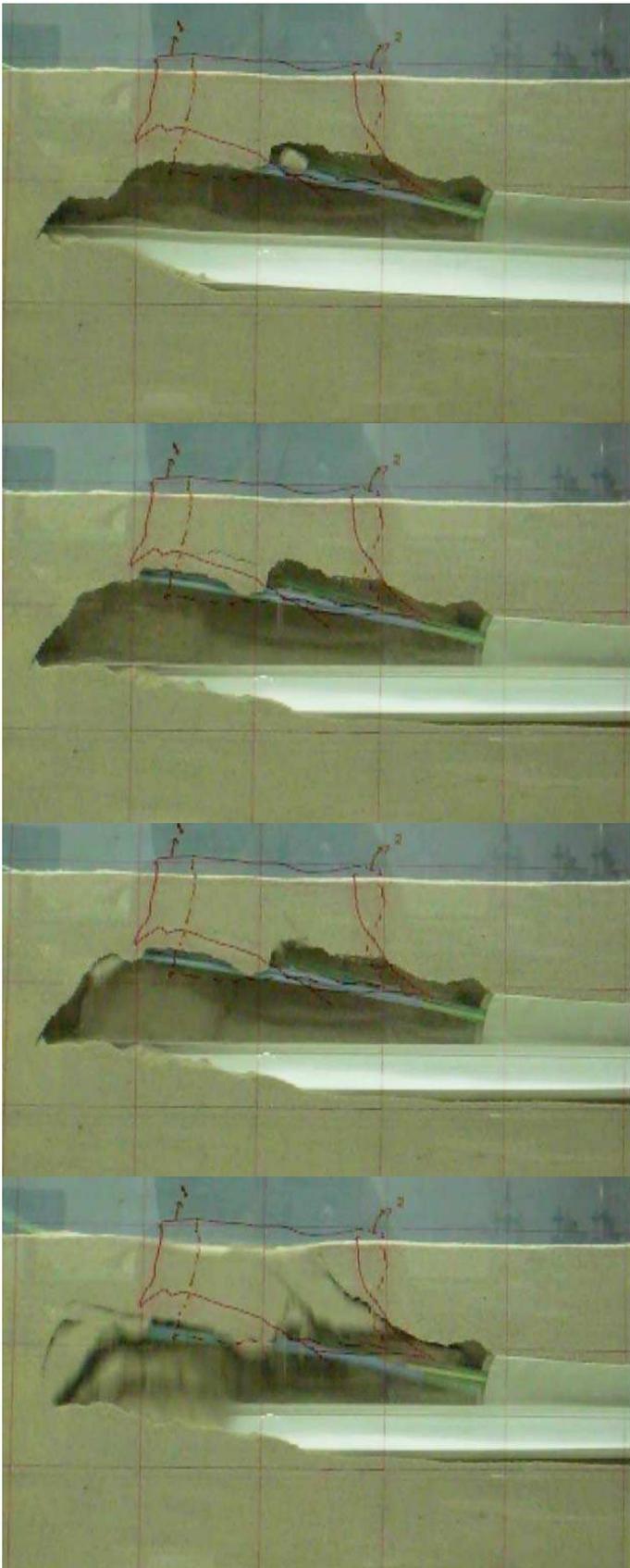
**ENSAIO 5**

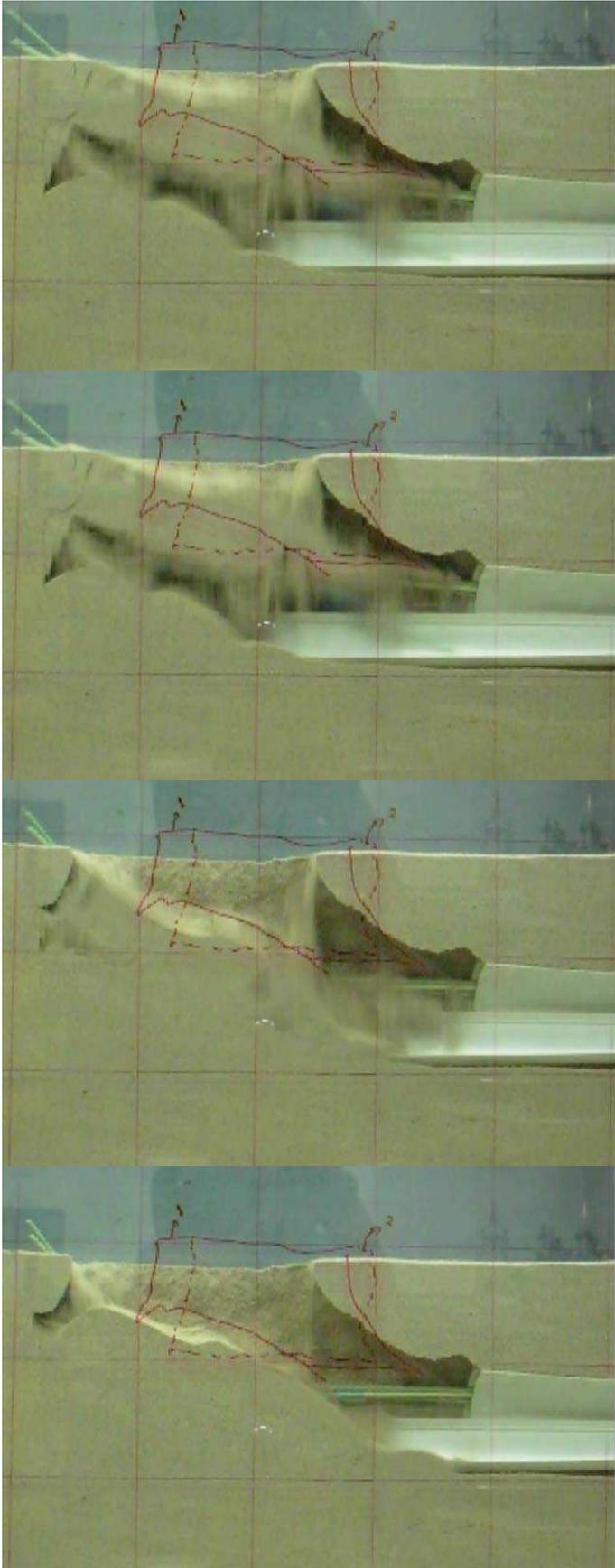


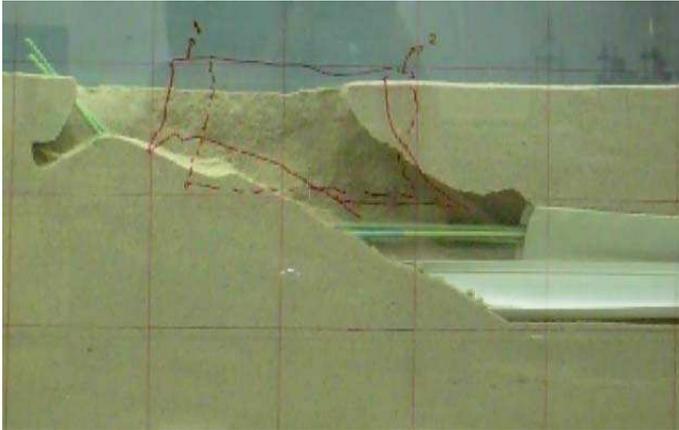




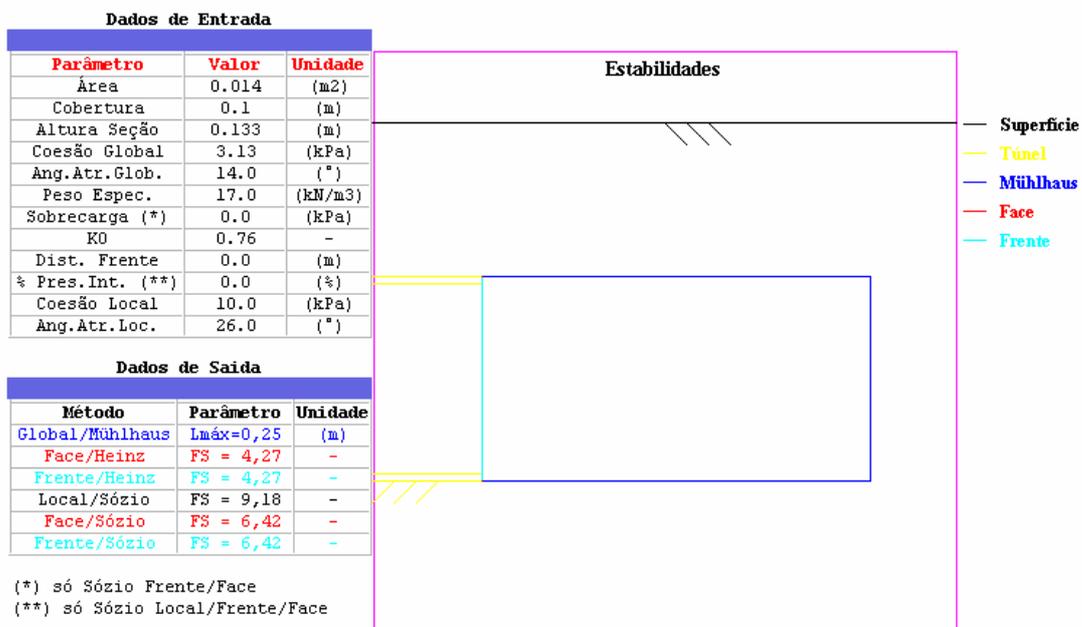


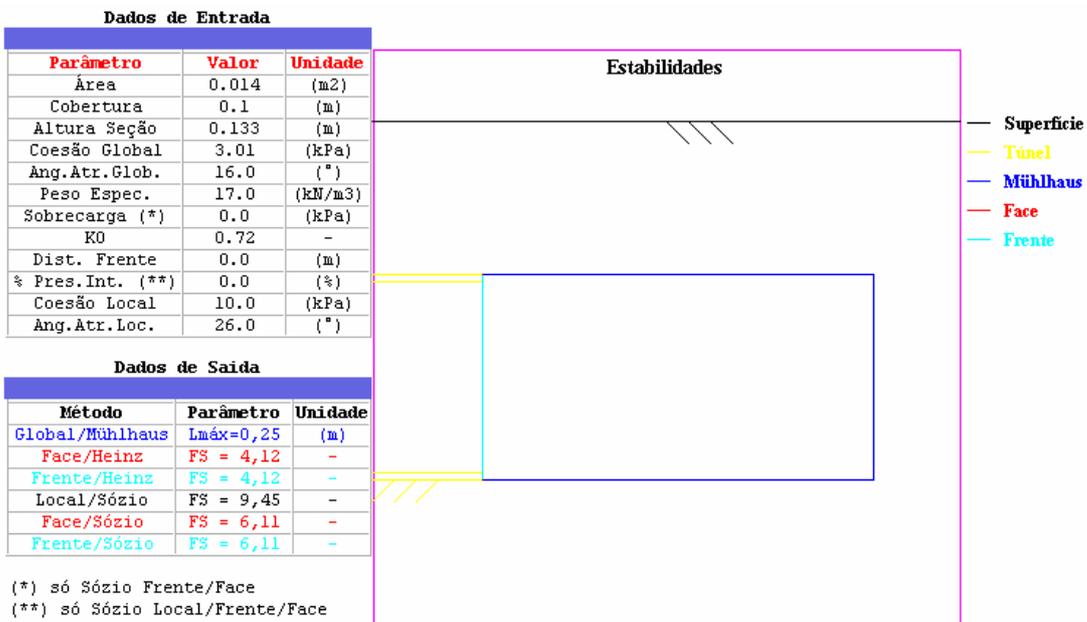
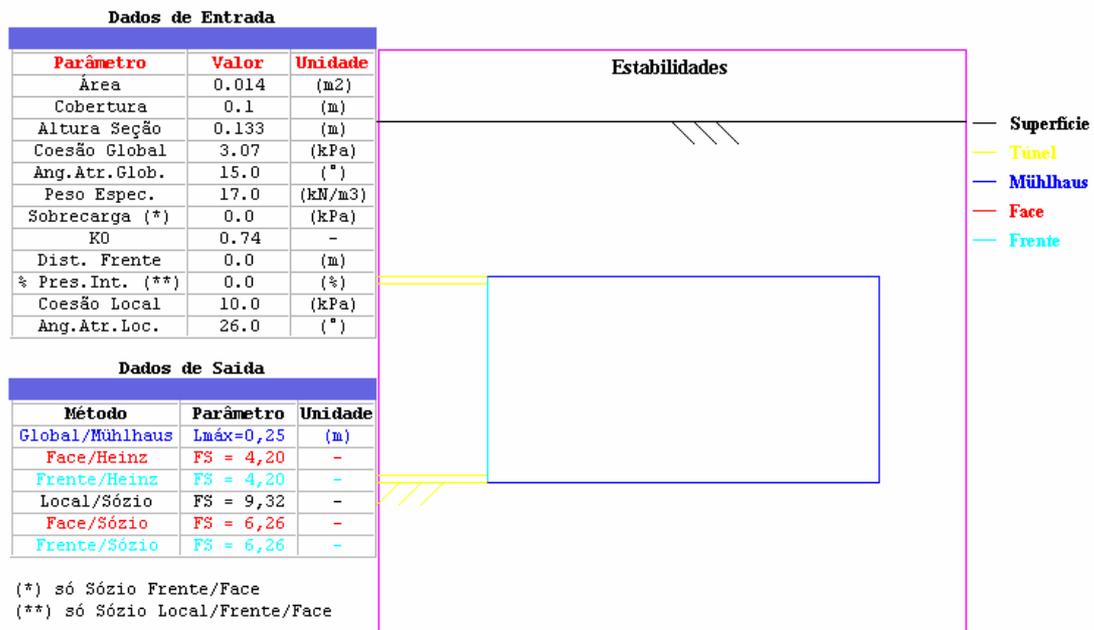


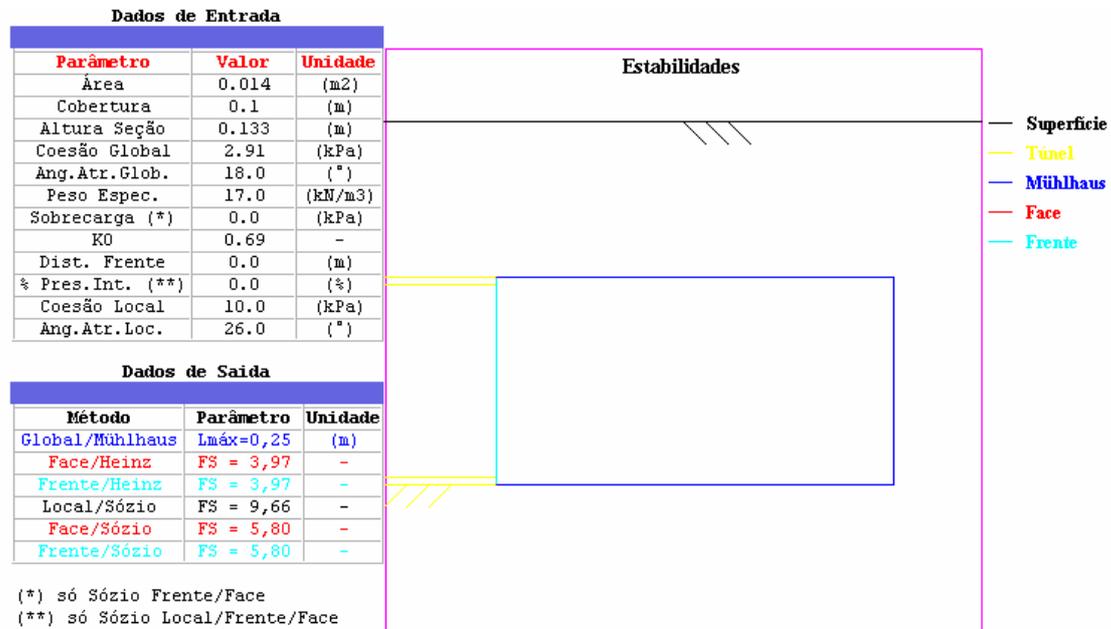
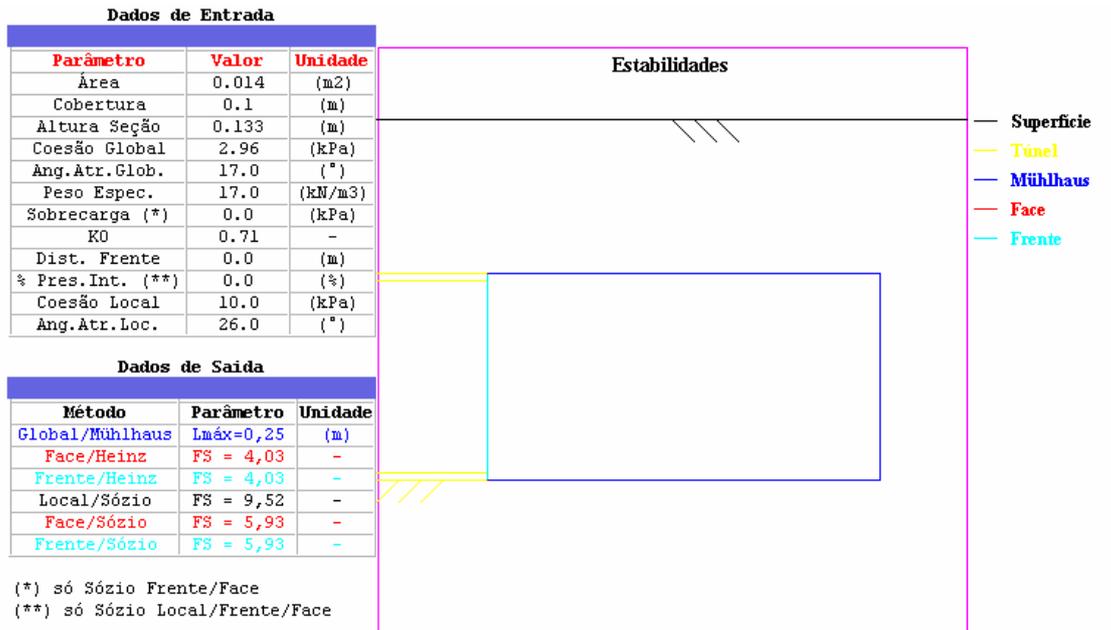




## ANEXO 2







## Dados de Entrada

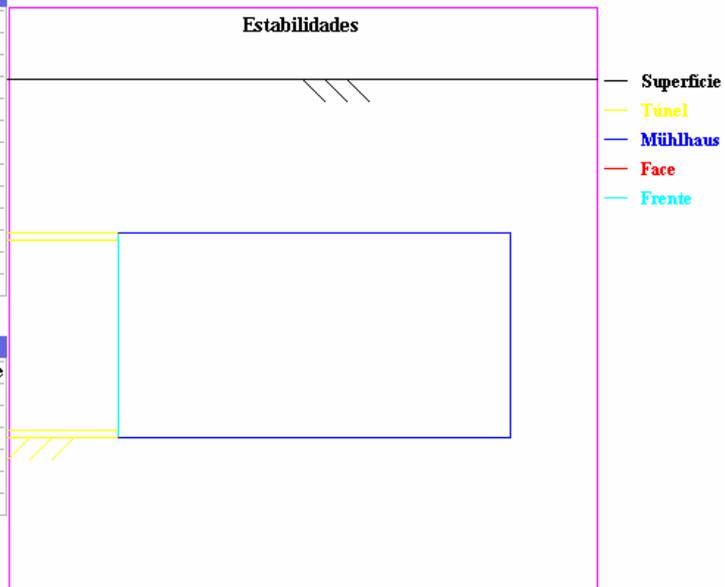
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.85	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	19.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.67	-
Dist. Frente	0.0	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saida

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,89	-
Frente/Heinz	FS = 3,89	-
Local/Sózio	FS = 9,81	-
Face/Sózio	FS = 5,65	-
Frente/Sózio	FS = 5,65	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

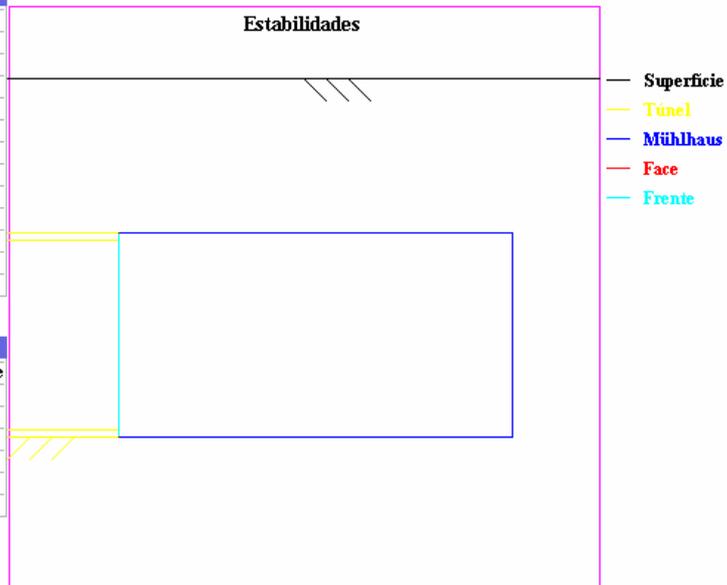
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.8	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	20.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.66	-
Dist. Frente	0.0	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saida

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,80	-
Frente/Heinz	FS = 3,80	-
Local/Sózio	FS = 9,89	-
Face/Sózio	FS = 5,48	-
Frente/Sózio	FS = 5,48	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

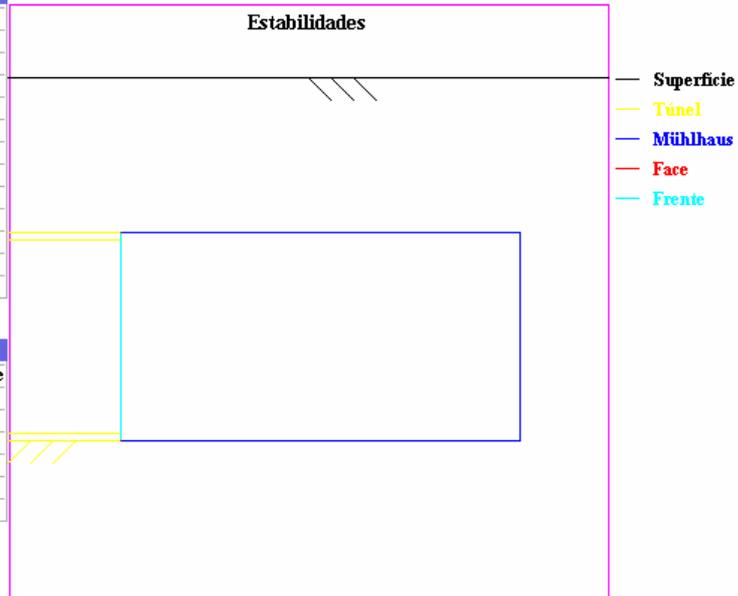
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.74	(kPa)
Ang. Atr. Glob.	21.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.64	-
Dist. Frente	0.0	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang. Atr. Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,72	-
Frente/Heinz	FS = 3,72	-
Local/Sózio	FS = 10,04	-
Face/Sózio	FS = 5,33	-
Frente/Sózio	FS = 5,33	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

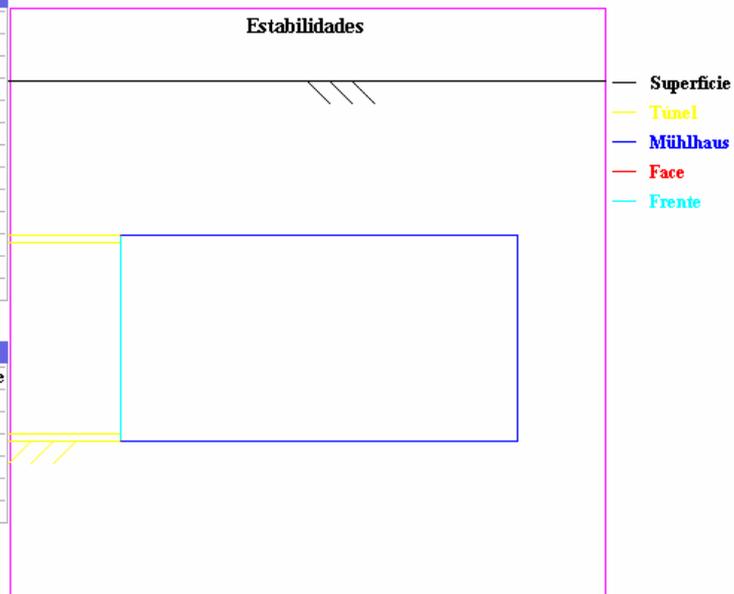
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.7	(kPa)
Ang. Atr. Glob.	22.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.63	-
Dist. Frente	0.0	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang. Atr. Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,64	-
Frente/Heinz	FS = 3,64	-
Local/Sózio	FS = 10,13	-
Face/Sózio	FS = 5,18	-
Frente/Sózio	FS = 5,18	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



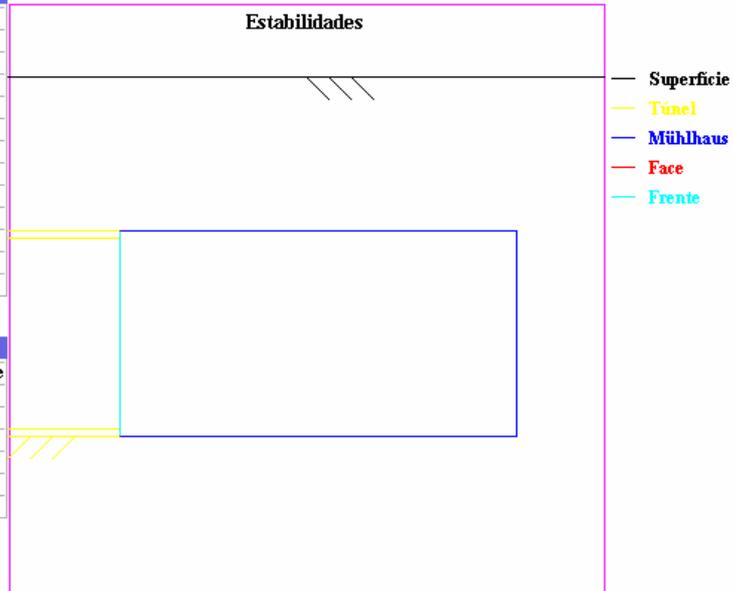
## Dados de Entrada

Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.65	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	23.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.61	-
Dist. Frente	0.0	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,26	(m)
Face/Heinz	FS = 3,57	-
Frente/Heinz	FS = 3,57	-
Local/Sózio	FS = 10,29	-
Face/Sózio	FS = 5,05	-
Frente/Sózio	FS = 5,05	-

(\*) só Sózio Frente/Face  
 (\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



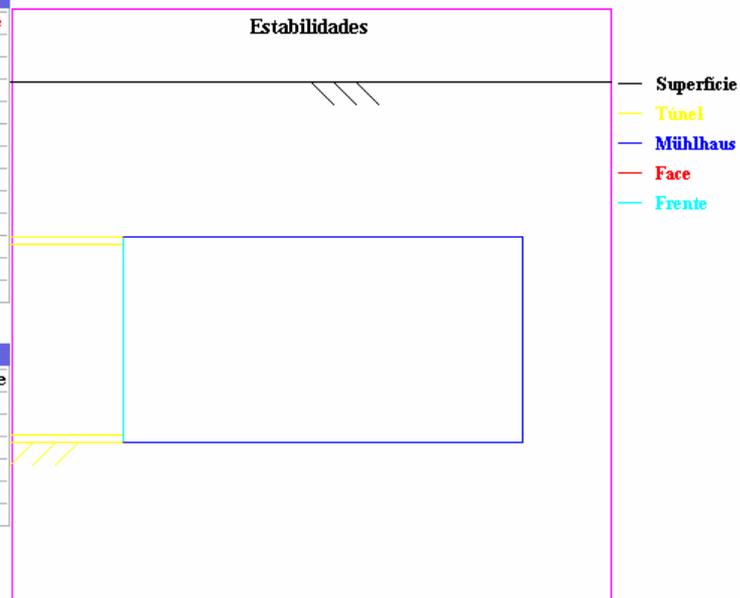
## Dados de Entrada

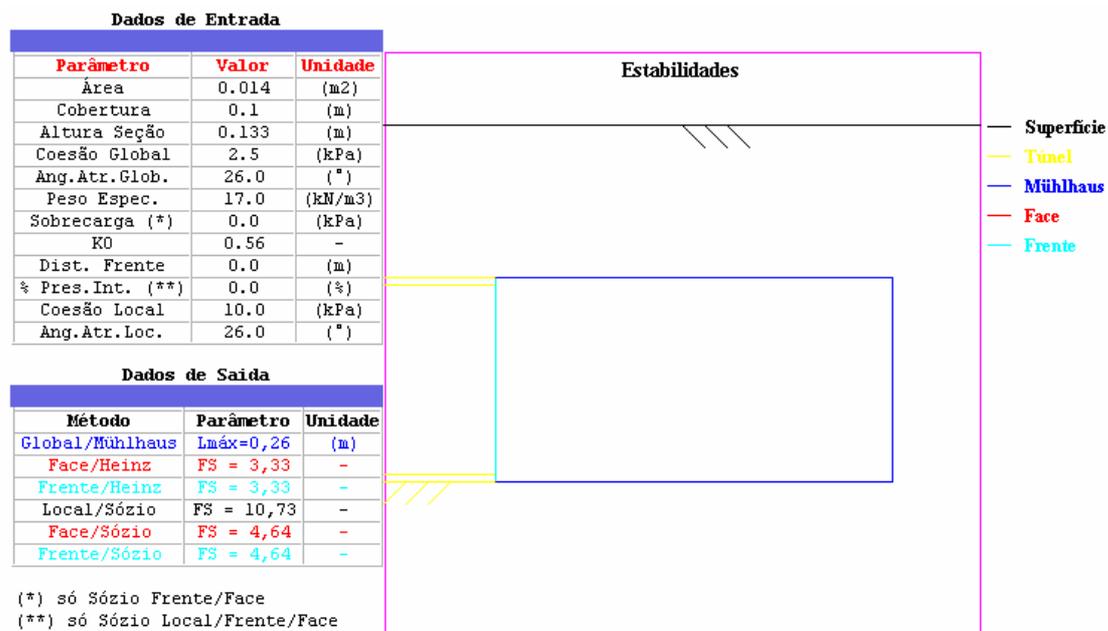
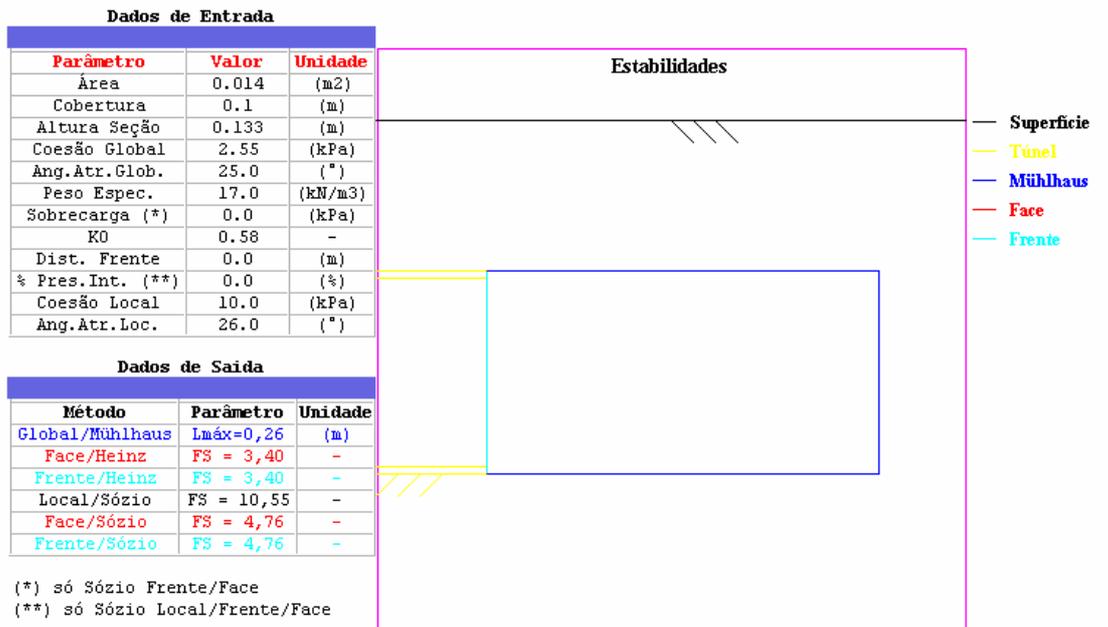
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.6	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	24.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.61	-
Dist. Frente	0.0	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,26	(m)
Face/Heinz	FS = 3,45	-
Frente/Heinz	FS = 3,45	-
Local/Sózio	FS = 10,29	-
Face/Sózio	FS = 4,85	-
Frente/Sózio	FS = 4,85	-

(\*) só Sózio Frente/Face  
 (\*\*) só Sózio Local/Frente/Face





## Dados de Entrada

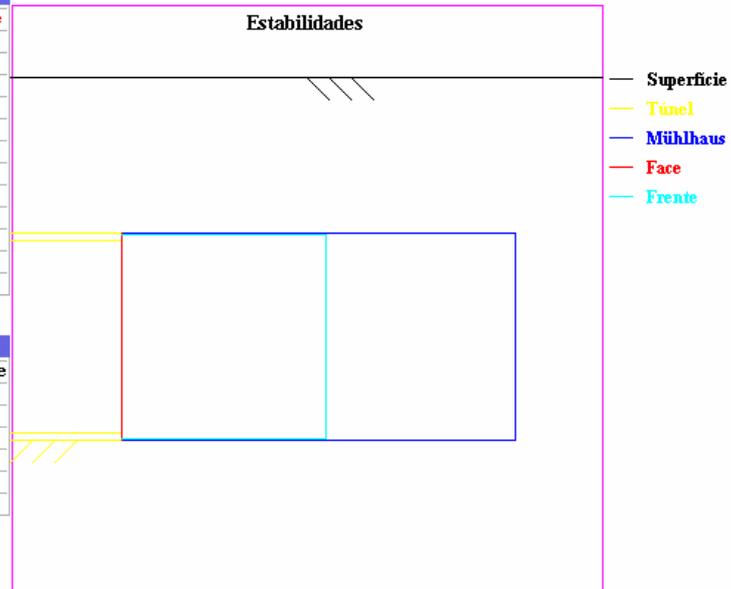
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	3.13	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	14.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.76	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 4,27	-
Frente/Heinz	FS = 3,20	-
Local/Sózio	FS = 9,18	-
Face/Sózio	FS = 6,42	-
Frente/Sózio	FS = 5,01	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

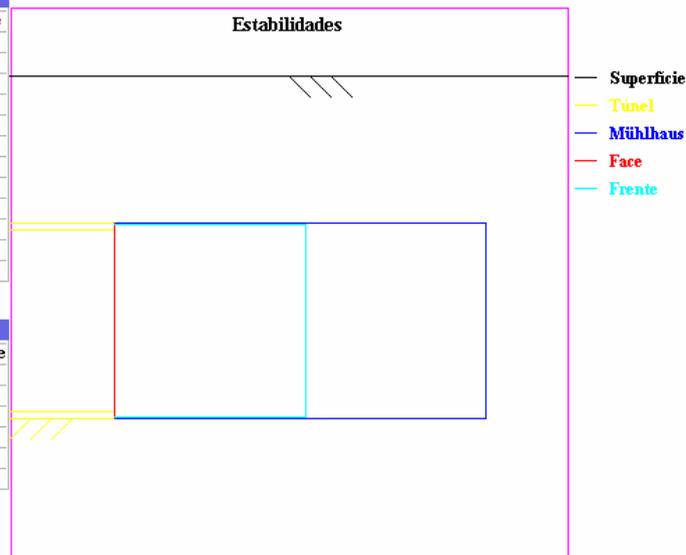
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	3.07	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	15.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.74	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 4,20	-
Frente/Heinz	FS = 3,19	-
Local/Sózio	FS = 9,32	-
Face/Sózio	FS = 6,26	-
Frente/Sózio	FS = 4,95	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

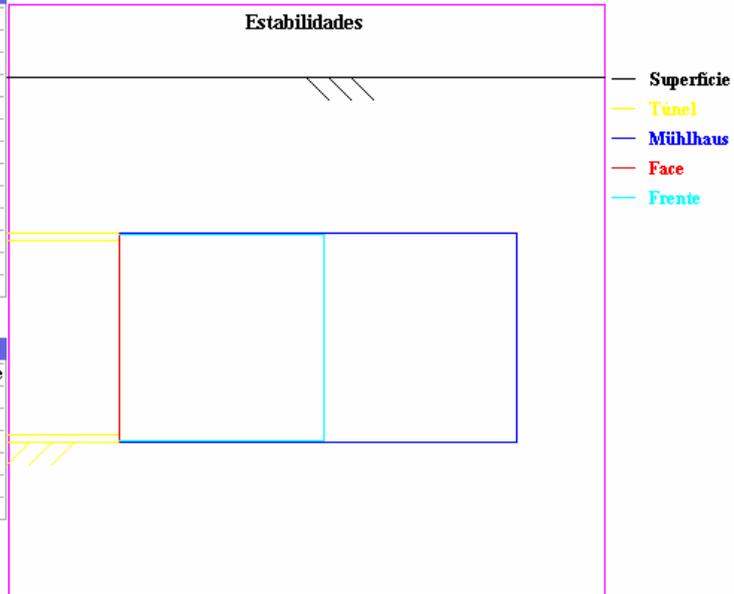
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	3.01	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	16.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.72	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	Lmáx=0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 4,12	-
Frente/Heinz	FS = 3,17	-
Local/Sózio	FS = 9,45	-
Face/Sózio	FS = 6,11	-
Frente/Sózio	FS = 4,89	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

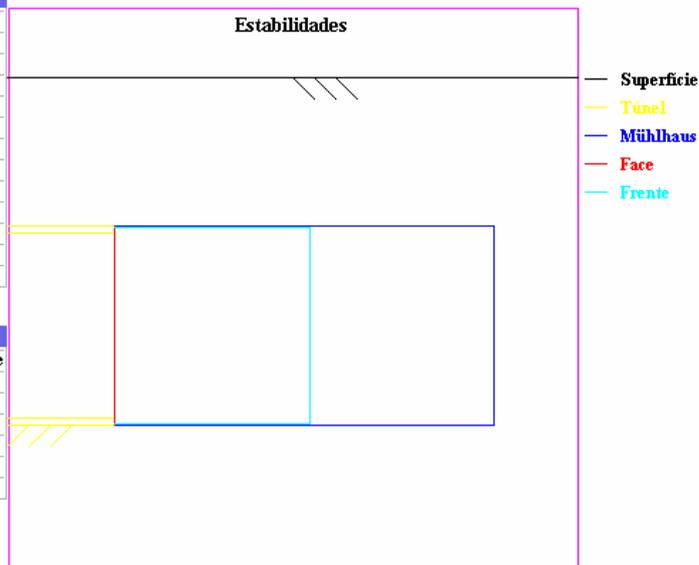
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.96	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	17.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.71	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	Lmáx=0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 4,03	-
Frente/Heinz	FS = 3,15	-
Local/Sózio	FS = 9,52	-
Face/Sózio	FS = 5,93	-
Frente/Sózio	FS = 4,80	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

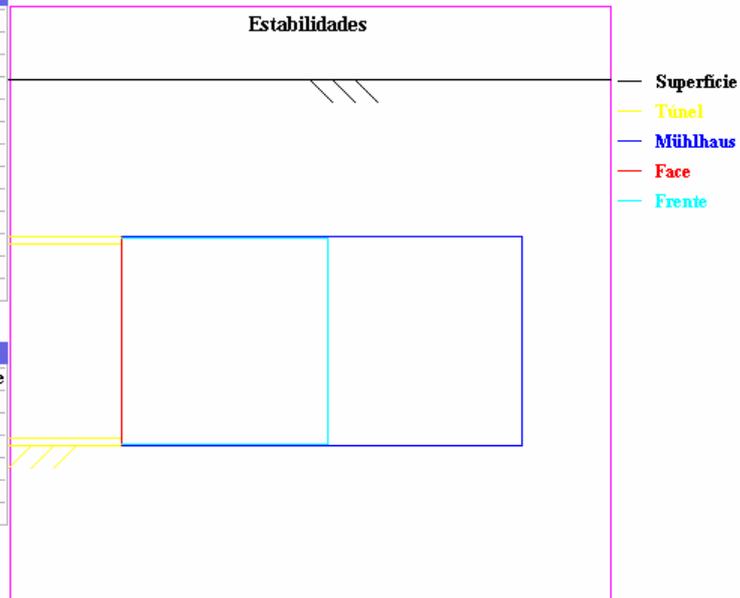
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.91	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	18.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.69	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,97	-
Frente/Heinz	FS = 3,14	-
Local/Sózio	FS = 9,66	-
Face/Sózio	FS = 5,80	-
Frente/Sózio	FS = 4,75	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

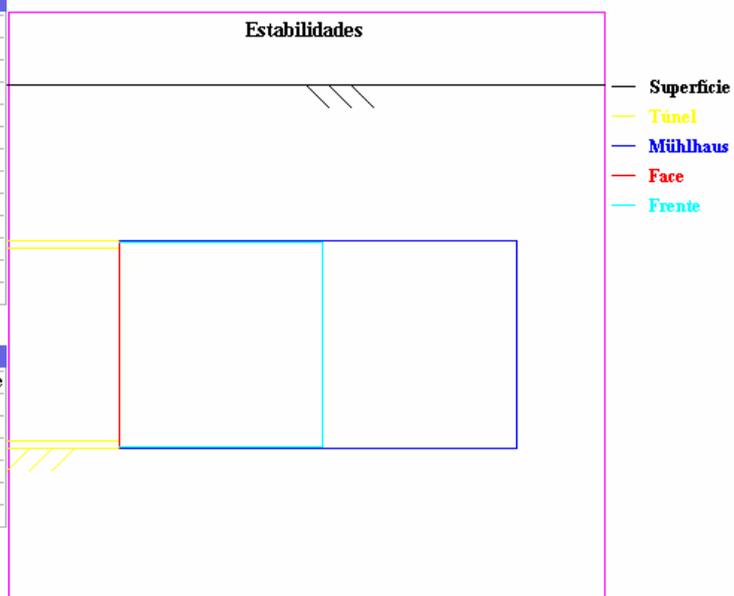
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.85	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	19.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.67	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

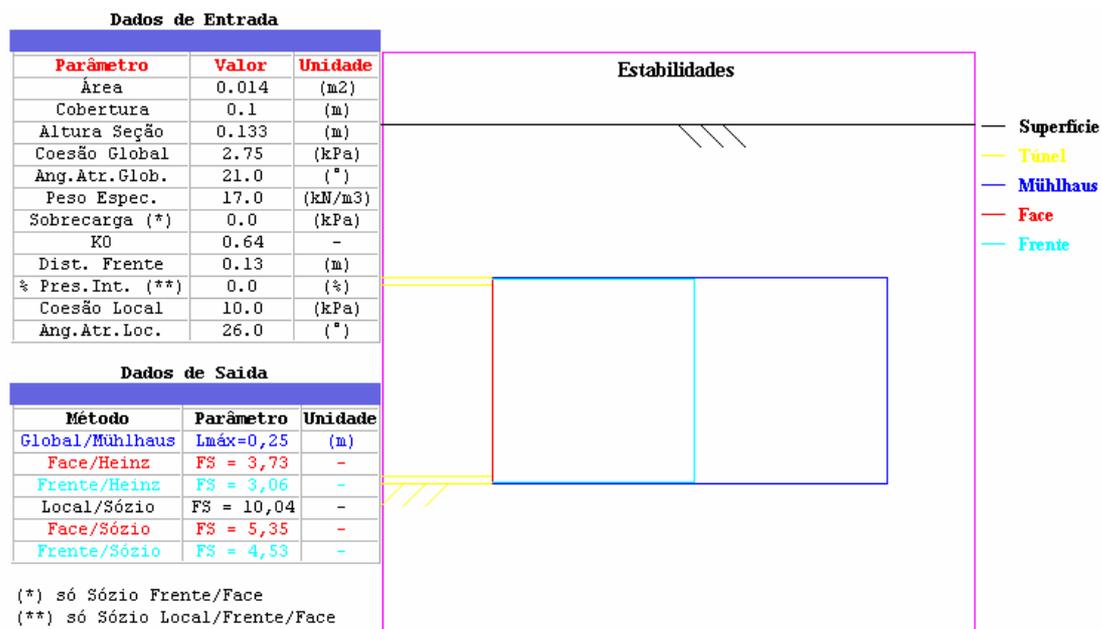
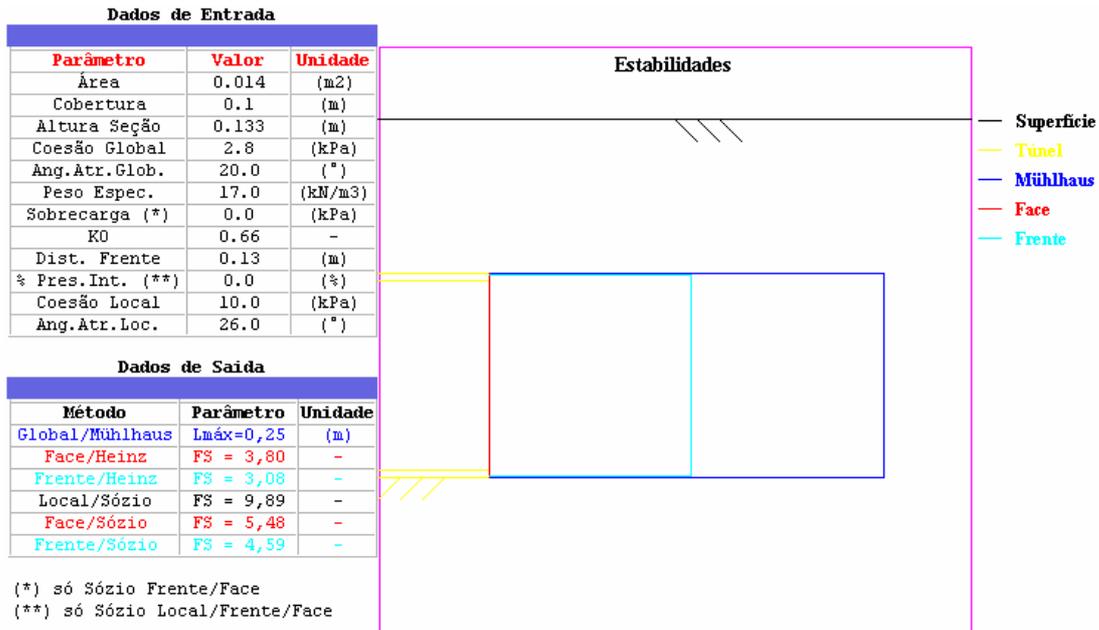
## Dados de Saída

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,89	-
Frente/Heinz	FS = 3,11	-
Local/Sózio	FS = 9,81	-
Face/Sózio	FS = 5,65	-
Frente/Sózio	FS = 4,68	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face





**Dados de Entrada**

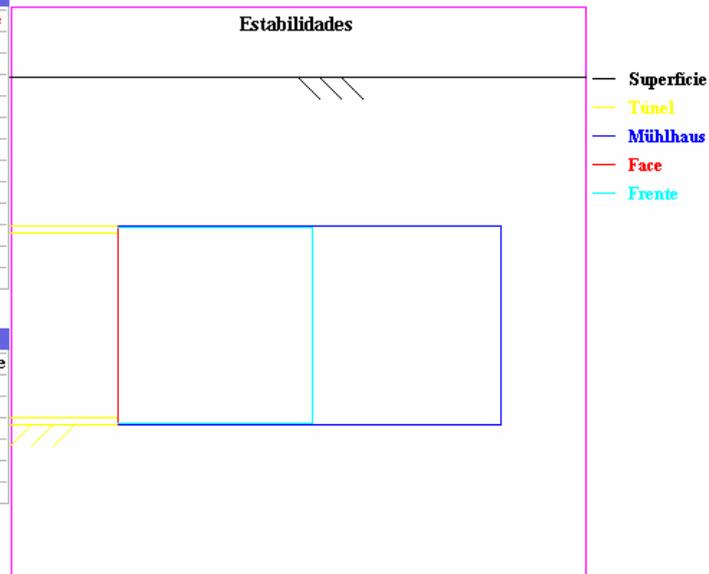
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.7	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	22.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.63	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

**Dados de Saida**

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,25	(m)
Face/Heinz	FS = 3,64	-
Frente/Heinz	FS = 3,03	-
Local/Sózio	FS = 10,13	-
Face/Sózio	FS = 5,18	-
Frente/Sózio	FS = 4,43	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face

**Dados de Entrada**

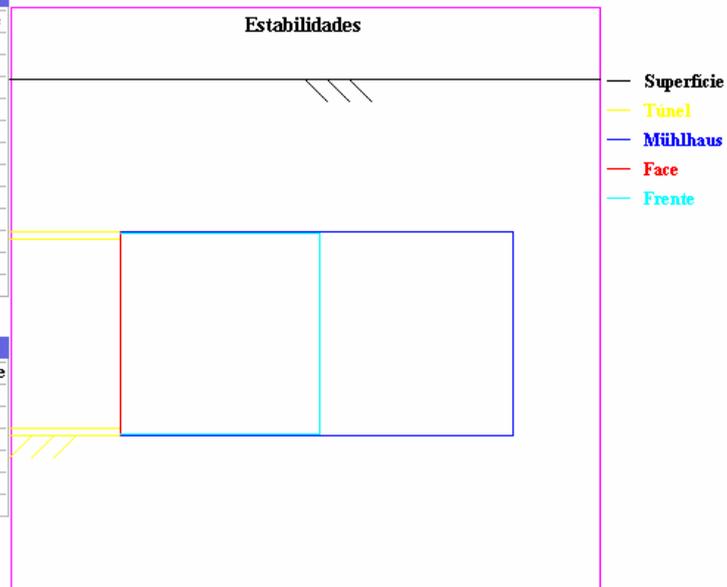
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.65	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	23.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.61	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

**Dados de Saida**

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	L <sub>máx</sub> =0,26	(m)
Face/Heinz	FS = 3,57	-
Frente/Heinz	FS = 3,01	-
Local/Sózio	FS = 10,29	-
Face/Sózio	FS = 5,05	-
Frente/Sózio	FS = 4,37	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

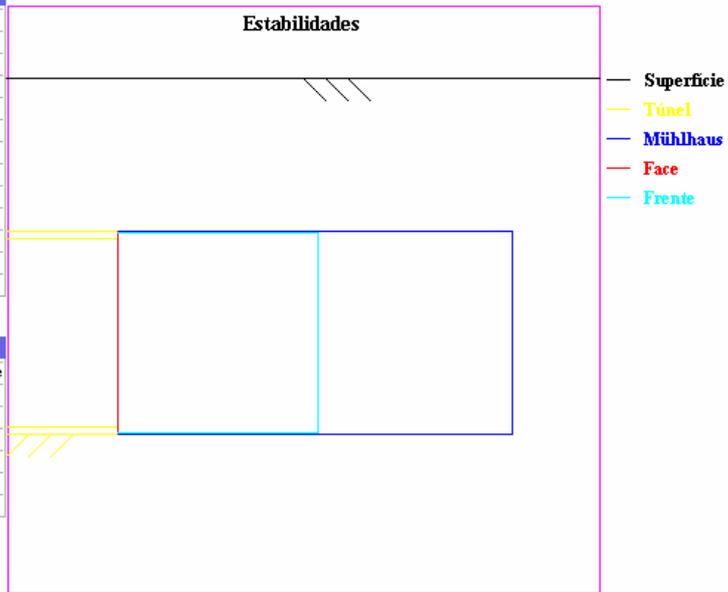
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.6	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	24.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.59	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saida

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	Lmáx=0,26	(m)
Face/Heinz	FS = 3,50	-
Frente/Heinz	FS = 2,98	-
Local/Sózio	FS = 10,46	-
Face/Sózio	FS = 4,92	-
Frente/Sózio	FS = 4,30	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



## Dados de Entrada

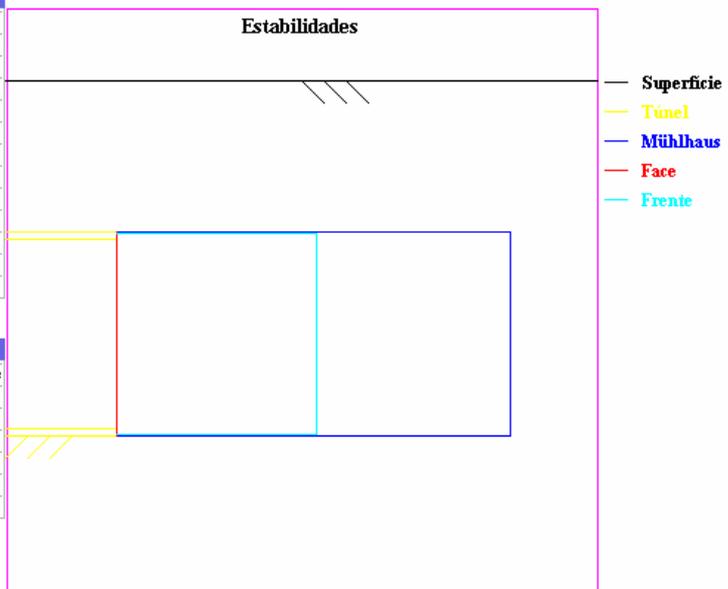
Parâmetro	Valor	Unidade
Área	0.014	(m <sup>2</sup> )
Cobertura	0.1	(m)
Altura Seção	0.133	(m)
Coesão Global	2.55	(kPa)
Ang.Atr.Glob.	25.0	(°)
Peso Espec.	17.0	(kN/m <sup>3</sup> )
Sobrecarga (*)	0.0	(kPa)
K0	0.58	-
Dist. Frente	0.13	(m)
% Pres.Int. (**)	0.0	(%)
Coesão Local	10.0	(kPa)
Ang.Atr.Loc.	26.0	(°)

## Dados de Saida

Método	Parâmetro	Unidade
Global/Mühlhaus	Lmáx=0,26	(m)
Face/Heinz	FS = 3,40	-
Frente/Heinz	FS = 2,94	-
Local/Sózio	FS = 10,55	-
Face/Sózio	FS = 4,76	-
Frente/Sózio	FS = 4,20	-

(\*) só Sózio Frente/Face

(\*\*) só Sózio Local/Frente/Face



FOILHA DE REGISTRO DO DOCUMENTO			
1. CLASSIFICAÇÃO/TIPO TC	2. DATA 19 de novembro de 2007	3. DOCUMENTO Nº CTA/ITA-IEI/TC-003/2007	4. Nº DE PÁGINAS 80
5. TÍTULO E SUBTÍTULO:  Monitoramento de Condição de Pré-colapso em Túneis através de Modelo Físico			
6. AUTOR(ES): <b>Carlos Roberto da Silva Machado Junior</b>			
7. INSTITUIÇÃO(ÕES)/ ÓRGÃO(S) INTERNO(S)/ DIVISÃO(ÕES): Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia Civil – ITA/IEI			
8. PALAVRAS-CHAVE SUGERIDAS PELO AUTOR:  Túneis, Pré-colapso, Monitoramento			
9. PALAVRAS-CHAVE RESULTANTES DE INDEXAÇÃO: Túneis (escavação); Estruturas subterrâneas; Análise estrutural; Mecânica dos solos; Engenharia geotécnica; Engenharia civil			
10. APRESENTAÇÃO:		<b>X Nacional    Intemacional</b>	
Trabalho de Graduação, ITA, São José dos Campos, 2007. 80 páginas.			
11. RESUMO:  O objetivo deste trabalho foi o preparo de um modelo físico reduzido com material artificial simulando um túnel do metrô de SP, numa região com solo conhecido como “Taguá”.  Através desse modelo, examinaram-se as condições de segurança de escavações de túneis.  Para facilitar a interpretação dos resultados são gravadas as imagens de vídeo das escavações.  Também são sugeridos neste trabalho, alguns critérios que embasarão futuras pesquisas sobre o assunto.			
12. GRAU DE SIGILO:  <b>(X) OSIENSIVO      ( ) RESERVADO      ( ) CONFIDENCIAL      ( ) SECREIO</b>			