

**DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS JUSTAPOSTAS
PARA EXECUÇÃO DE SUBSOLO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**

RODRIGO DE BRITO ANTUNES

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

JULHO - 2007

DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS JUSTAPOSTAS PARA EXECUÇÃO DE SUBSOLO DE EDIFÍCIO COMERCIAL

RODRIGO DE BRITO ANTUNES

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

Co-orientador: Engenheiro Rodrigo Alvarez de Barros

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

JULHO - 2007

DIMENSIONAMENTO DE CORTINA DE ESTACAS JUSTAPOSTAS PARA EXECUÇÃO DE SUBSOLO DE EDIFÍCIO COMERCIAL

RODRIGO DE BRITO ANTUNES

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovado em 06 de julho de 2007

Comissão Examinadora:

Prof. Rodrigo Martins Reis (D.Sc., Geotecnia) – UENF

Engenheiro Civil Rennan Féres Valinho

Engenheiro Civil Rodrigo Alvarez de Barros (Co-orientador, M.Sc., Geotecnia)

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Orientador, D.Sc., Geotecnia) – UENF

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, João e Zenir, e meus irmãos, José Luís e Priscila, que sempre me incentivaram para que pudesse realizar meus objetivos.

A minha esposa, Aline, que esteve a meu lado apoiando e auxiliando para realização deste trabalho.

Aos meus orientadores, Paulo e Rodrigo, pelas orientações e companheirismo dispensados em todas as etapas do projeto.

Ao professor Sérgio Luís pela colaboração no dimensionamento das estacas.

A Civilserve, através do Engenheiro Mariano Saucedo, pela concessão do software GGu-Retain, que possibilitou a realização deste projeto.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----|
| RESUMO | vi |
| LISTA DE FIGURAS | vii |
| LISTA DE TABELAS | ix |
| LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES..... | x |
| CAPÍTULO 1 - Introdução | 1 |
| 1.1 - Considerações iniciais | 1 |
| 1.2 - Objetivos | 1 |
| 1.3 – Conceção do projeto..... | 1 |
| 1.4 – Justificativa para o uso de cortina em estacas justapostas..... | 2 |
| 1.5 – Características da estaca e processo executivo..... | 2 |
| 1.6 – Conceito e critério de dimensionamento da estrutura..... | 3 |
| CAPÍTULO 2 – Determinação dos parâmetros..... | 6 |
| 2.1 – Investigação do subsolo..... | 6 |
| 2.2 – Análise e obtenção dos parâmetros..... | 7 |
| CAPÍTULO 3 – Métodos de cálculo..... | 9 |
| 3.1 – Método analítico vs. numérico..... | 9 |
| 3.2 – Método analítico..... | 9 |
| 3.3 – Método numérico..... | 14 |
| 3.4 – Comparação dos resultados..... | 15 |
| CAPÍTULO 4 – Dimensionamento estrutural das estacas..... | 16 |
| 4.1 – Método de cálculo..... | 16 |
| 4.2 – Dimensionamento da armadura longitudinal..... | 16 |
| 4.3 – Dimensionamento da armadura transversal..... | 22 |
| CAPÍTULO 5 – Execução do projeto..... | 27 |
| 5.1 – Condições preliminares..... | 27 |
| 5.2 – Processo executivo das estacas..... | 29 |
| 5.3 – Escavação e continuidade da obra..... | 31 |
| CAPÍTULO 5 – Conclusão..... | 34 |
| BIBLIOGRAFIA | 36 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 37 |
| APÊNDICE I – Tabela para dimensionamento estrutural da estaca..... | 38 |

RESUMO

O projeto teve por objetivo o dimensionamento de uma estrutura de contenção do tipo cortina de estacas justapostas. A obra constitui-se de uma entrada subterrânea para um edifício comercial, em que toda a vizinhança é constituída por edificações comerciais de médio porte, sendo este aspecto de grande importância no uso e escolha do tipo de contenção.

Foram utilizados dados reais da região central da cidade de Campos dos Goytacazes.

O projeto envolve a determinação das características geotécnicas locais a partir das prospecções disponíveis, tais como propriedades do solo, nível do lençol freático, sobrecarga no terreno, as quais influenciaram diretamente no dimensionamento da contenção.

Com relação à metodologia de cálculo da estrutura de contenção este projeto de fim de curso propõe a utilização e comparação de dois métodos diferentes: o numérico (resolvido por meio de equações de equilíbrio e com auxílio de planilhas do Microsoft Excel); e o analítico (resolvido por meio de um programa comercial).

Também se destaca o dimensionamento, onde são observadas as prescrições das Normas Brasileiras, e o processo executivo da estaca, levando em consideração os fatores a serem observados tais como nível de interferência nas construções vizinhas e a viabilidade técnica do projeto, para que se tenha a perfeita realização e conclusão da obra.

PALAVRAS CHAVE: contenção; estacas justapostas; escavação; empuxo; lençol freático.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Fases de execução da estaca raiz com perfuração, limpeza do furo, colocação da armadura, colocação da argamassa e estaca concluída (Brasfond, 2002)..... | 3 |
| Figura 2 – Croqui com disposição da estrutura de contenção a ser calculada..... | 4 |
| Figura 3 – Esforços sobre a estrutura..... | 4 |
| Figura 4 – Diagrama de esforços utilizado para o cálculo da estrutura..... | 5 |
| Figura 5 - Local do ensaio SPT..... | 6 |
| Figura 6 – Perfil geológico do terreno definido a partir das sondagens à percussão (SPT)..... | 7 |
| Figura 7 – Ângulos para determinação dos coeficientes de empuxo..... | 10 |
| Figura 8 – Diagrama de empuxos resultante e esquema de cálculo..... | 11 |
| Figura 9 – Planilha eletrônica utilizada para o cálculo da ficha..... | 12 |
| Figura 10 – Obtenção dos esforços resultantes e ponto de aplicação na contenção..... | 13 |
| Figura 11 – Diagramas simplificados de esforços resultantes e cortante da contenção..... | 13 |
| Figura 12 – Modelo elaborado para análise..... | 14 |
| Figura 13 - Esquema de cálculo pelo programa GGU-Retain..... | 15 |
| Figura 14 – Disposição da armadura longitudinal da estaca..... | 18 |
| Figura 15 – Diagrama de momento utilizado para dimensionamento da armadura... | 19 |
| Figura 16 – Deslocamento do diagrama de momento..... | 19 |
| Figura 17 – Disposição da armadura transversal da estaca..... | 26 |
| Figura 18 – Planta com disposição das estacas a serem executadas..... | 27 |
| Figura 19 – Detalhe da escavação após execução das estacas..... | 28 |
| Figura 20 – Detalhe da rampa de acesso ao subsolo..... | 28 |
| Figura 21 – Exemplo de um canteiro de obra com execução da perfuração, destacando-se o tamanho da perfuratriz e os revestimentos recuperáveis utilizados nos furos (Brasfond, 2002)..... | 29 |

| | |
|--|----|
| Figura 22 – Detalhes do furo..... | 30 |
| Figura 23 – Retirada da lama no furo..... | 30 |
| Figura 24 – Colocação da armadura/injeção da argamassa e estaca concluída..... | 31 |
| Figura 25 – Execução de lajes que funcionariam como ancoragem da cortina..... | 32 |
| Figura 26 – Cortina com apoio no piso do térreo..... | 32 |
| Figura 27 – Cortina com apoio na laje do térreo e do subsolo..... | 33 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 – Determinação dos parâmetros..... | 8 |
| Tabela 2 – Valores utilizados nos cálculos..... | 9 |
| Tabela 3 – Valores encontrados nos dois métodos..... | 15 |
| Tabela 4 – Escolha da distribuição das barras longitudinais..... | 20 |
| Tabela 5 – Determinação dos comprimentos de ancoragem..... | 22 |

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

| | |
|---------------|--|
| a_l | Deslocamento do diagrama de momentos fletores, paralelo ao eixo da peça, para substituir os efeitos provocados pela fissuração oblíqua |
| d' | Cobrimento da armadura |
| f_{ck} | Resistência característica a compressão do concreto |
| $f_{ctk,inf}$ | Resistência característica inferior à tração do concreto |
| f_{ctd} | Resistência de cálculo à tração do concreto |
| $f_{ct,m}$ | Resistência média à tração do concreto |
| f_{ywd} | Resistência de cálculo do aço da armadura transversal |
| f_{ywk} | Resistência característica do aço da armadura transversal |
| l_b | Comprimento de ancoragem básico |
| $l_{b,min}$ | Comprimento de ancoragem mínimo |
| $l_{b,nec}$ | Comprimento de ancoragem necessário |
| r | Raio da seção da estaca |
| s | Espaçamento entre eixos dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça |
| A_s | Área de aço da seção transversal da armadura longitudinal |
| A_{sw} | Área de aço da seção transversal dos estribos |
| K_a | Coefficiente de empuxo ativo |
| K_p | Coefficiente de empuxo passivo |
| M_d | Momento fletor solicitante de cálculo |
| N_d | Força normal solicitante de cálculo |
| V_c | Força cortante resistente de cálculo do concreto |
| V_{Rd2} | Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto |
| V_{Rd3} | Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal |
| V_{sd} | Força cortante solicitante de cálculo |
| V_{sw} | Força cortante resistente de cálculo do aço; |
| α | Ângulo |
| | - coeficiente |
| | - inclinação da estrutura de contenção |
| | - inclinação dos estribos |

| | |
|----------------------------|--|
| β | Ângulo de inclinação do terreno |
| γ_{natural} | Peso específico natural do solo |
| γ_{submerso} | Peso específico submerso do solo |
| δ | Ângulo de atrito entre solo e estrutura de contenção |
| ϕ | Ângulo <ul style="list-style-type: none"> - Ângulo de atrito do solo - Diâmetro das barras da armadura |
| μ | Coeficiente <ul style="list-style-type: none"> - Momento fletor adimensional |
| ν | Coeficiente <ul style="list-style-type: none"> - Força normal adimensional |
| ρ | Taxa geométrica da armadura |
| $\rho_{\text{sw,min}}$ | Taxa geométrica mínima da armadura transversal |
| τ_c | Tensão resistente de cálculo à tração do concreto |
| τ_{wd} | Tensão de cisalhamento de cálculo, por força cortante |

CAPITULO I – INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações iniciais

Obras de contenção são comumente empregadas na Engenharia Civil. Para cada finalidade e situação as variáveis envolvidas proporcionam uma diversidade de soluções que são analisadas com o intuito de se obter uma melhor viabilidade técnica e econômica do empreendimento.

Segundo Negro e Ranzini (1998), contenção é todo elemento ou estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em um maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

O projeto de contenção está associado a aspectos relevantes como o nível do lençol freático e as propriedades mecânicas do solo, que juntos formam uma combinação que determinará os esforços finais sobre a estrutura e seu comportamento ao longo de toda a sua vida útil.

1.2 – Objetivos

Este trabalho de projeto final tem como objetivo o dimensionamento de uma estrutura de contenção do tipo cortina de estacas justapostas em balanço que permitirá a execução de um subsolo com 4 metros de profundidade de um edifício comercial. Também será realizado o detalhamento da estrutura e descrição do processo executivo permitindo, desta forma, a execução de todas as etapas da obra.

1.3 – Concepção do projeto

Como parte inicial do projeto tem-se a determinação e escolha dos parâmetros físicos do solo e obtenção dos esforços na cortina.

A estrutura de contenção a ser dimensionada neste projeto é muitas vezes empregada em grandes centros urbanos, onde existe certa limitação de espaço. Esta opção construtiva propiciará um ganho de espaço, principalmente por se tratar de um centro comercial.

Para o projeto serão utilizados dados reais de prospecção do solo da região central da cidade de Campos dos Goytacazes, onde se justifica em alguns casos tal empreendimento, podendo-se observar obras já executadas.

A cortina permitirá a construção de uma entrada subterrânea para um edifício comercial, em que toda a vizinhança é constituída por edificações comerciais de médio porte. Este aspecto é considerado de grande importância no uso e escolha do tipo de contenção.

A contenção por cortina de estacas adotada neste projeto foi definida como estacas raiz justapostas.

1.4 – Justificativa para o uso de cortina em estacas justapostas

Diversos fatores são considerados e analisados na definição do tipo de contenção mais adequada a cada empreendimento.

O primeiro aspecto trata da interferência da obra, a ser executada, nas construções vizinhas existentes. A função da cortina é garantir a indeslocabilidade de todo o maciço ao redor da obra, garantindo que as estruturas vizinhas não sofram recalques devido ao deslocamento ou fuga de material de seu maciço de fundação. Já a escolha pela estaca raiz ocorreu pela combinação da necessidade de utilização de um equipamento com dimensões reduzidas, associado à preocupação da minimização da geração de vibrações que poderiam afetar os prédios ao redor do empreendimento.

Outros dois fatores importantes são: a impossibilidade do uso de tirantes, já que a obra está limitada pelas construções vizinhas, e sem dúvida as características do solo que possibilitarão a execução da estaca raiz.

1.5 – Características da estaca e processo executivo

A estaca raiz é uma estaca escavada moldada *in loco*. É considerada uma estaca de pequeno diâmetro, variando entre 100 a 500 mm (Brasfond, 2002). É uma estaca de argamassa armada ao longo de todo comprimento.

A Figura 1 apresenta as fases de execução da estaca raiz.

A perfuração é efetuada pelo sistema rotativo, utilizando água ou lama bentonítica e um tubo de revestimento, quando necessário. É acoplada em sua extremidade uma coroa de perfuração adequada às características geológicas da obra. O material proveniente da perfuração é eliminado continuamente pelo refluxo do fluido de perfuração.

Concluída a perfuração da estaca com a profundidade prevista, procede-se a colocação da armadura e em seguida a limpeza final do furo através de circulação de água limpa, dado como suficiente quando a água retornar limpa ou com pouca turbidez.

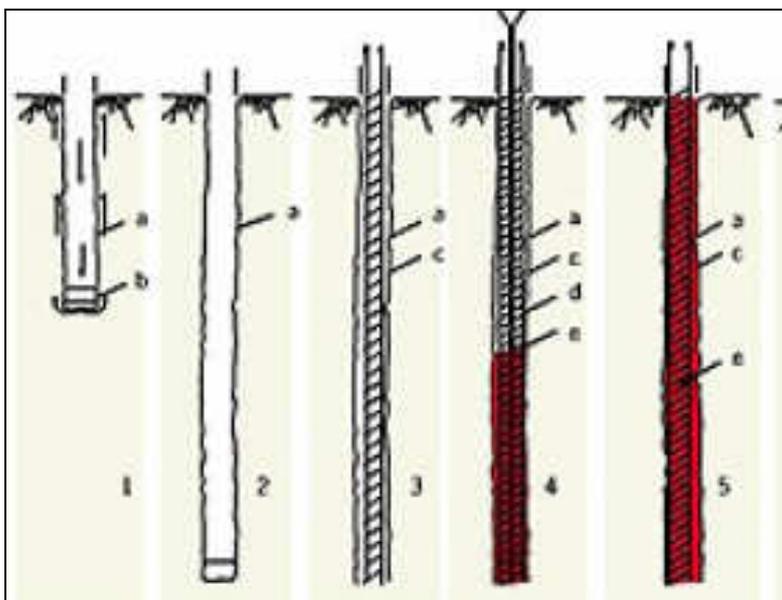


Figura 1 – Fases de execução da estaca raiz com perfuração, limpeza do furo, colocação da armadura, colocação da argamassa e estaca concluída (Brasfond, 2002).

A armadura pode ser constituída por mono barra ou feixe de barras, com estribo helicoidal formando uma "gaiola", tubo metálico ou ainda uma mescla dessas alternativas.

A colocação da argamassa segue o mesmo critério utilizado para a limpeza do furo, onde é introduzida uma "tremonha" (tubo de pvc) até ao final do furo e em seguida injetado argamassa de forma ascendente até que a atinja a superfície do furo e expulse toda a água.

1.6 – Conceito e critério de dimensionamento da estrutura

Existem vários métodos para dimensionamento e avaliação de estruturas de contenção. Será utilizado neste projeto, para o dimensionamento da estrutura de contenção, o método clássico, que tem como base a utilização de parâmetros geotécnicos simples (uma vez que atende as características da obra, que é de pequeno a médio porte).

Desta forma, aplicou-se as teorias de Coulomb (1776) para cálculo de empuxos de terra e trabalha-se com as propriedades de resistência do solo tais como: coesão, ângulo de atrito interno e peso específico.

O carregamento sobre a estrutura de contenção geralmente é induzido pelo empuxo de terra, devido a sobrecargas externas (construções vizinhas, cargas móveis, entre outras) e empuxo devido à água.

As Figuras 2 e 3 apresentam a disposição da estrutura de contenção a ser calculada.

O modelo de cálculo proposto considera a cortina como uma estrutura isostática com as equações de equilíbrio levando em consideração a estabilidade do maciço, os empuxos, sobrecargas atuantes e a capacidade resistente da estrutura de contenção. A literatura cita que tal modelo pode ser bem empregado embora reconheça que alguns fatores, tais como a interação solo estrutura, poderão impor resultantes de esforços diferentes, mas que o modelo não deixa de ser admissível e que por isso é amplamente empregado devido a sua simplicidade. Tais considerações impostas ao modelo a ser calculado são recomendáveis para escavações com altura total em torno de 5 metros.

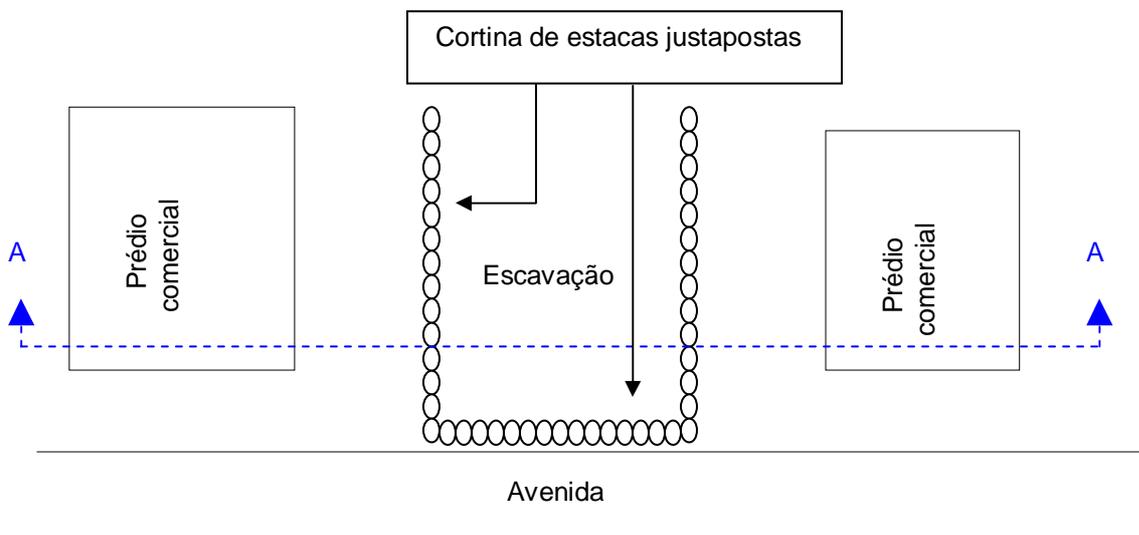


Figura 2 – Croqui com disposição da estrutura de contenção a ser calculada.

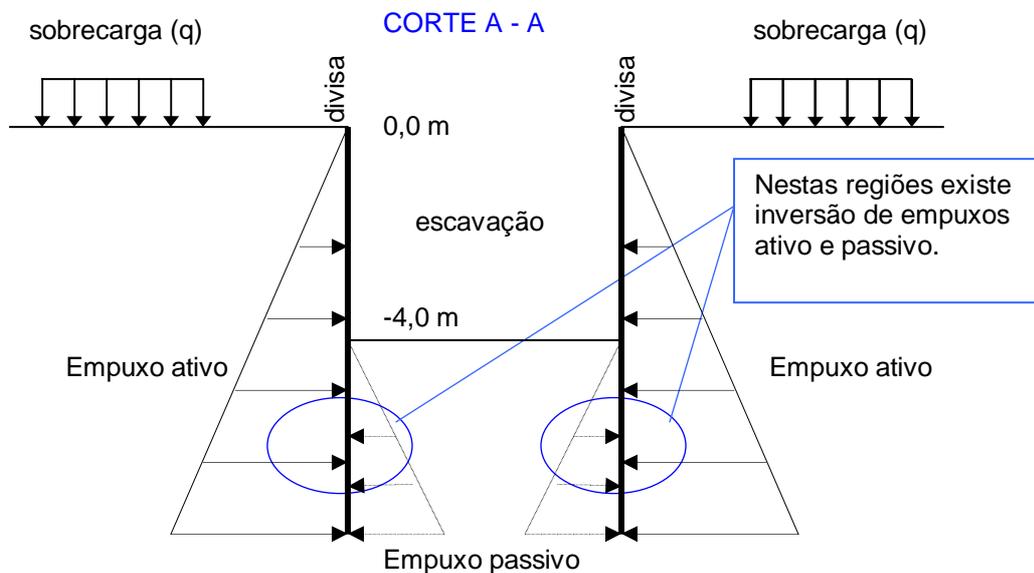


Figura 3 – Esforços sobre a estrutura.

Através dos esforços apresentados na Figura 3, o diagrama final de tensões sobre a estrutura para que se possa calcular a contenção, é apresentado na Figura 4.

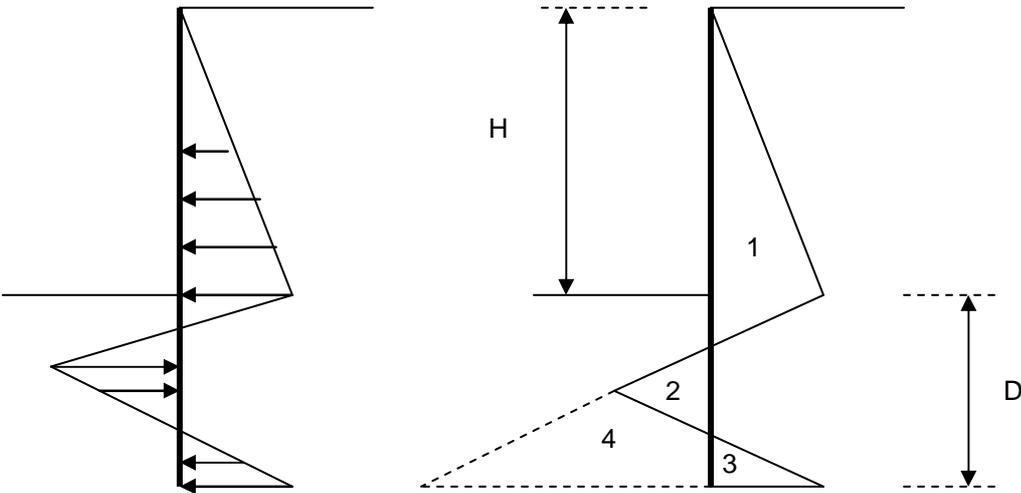


Figura 4 – Diagrama de esforços utilizado para o cálculo da estrutura

CAPITULO II – DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS

2.1 – Investigação do subsolo

Para a obtenção dos parâmetros e reconhecimento do perfil geotécnico do local da obra foram realizadas duas sondagens à percussão (SPT) com locação conforme apresentado na Figura 5. Os resultados das sondagens podem ser observados na Figura 6.

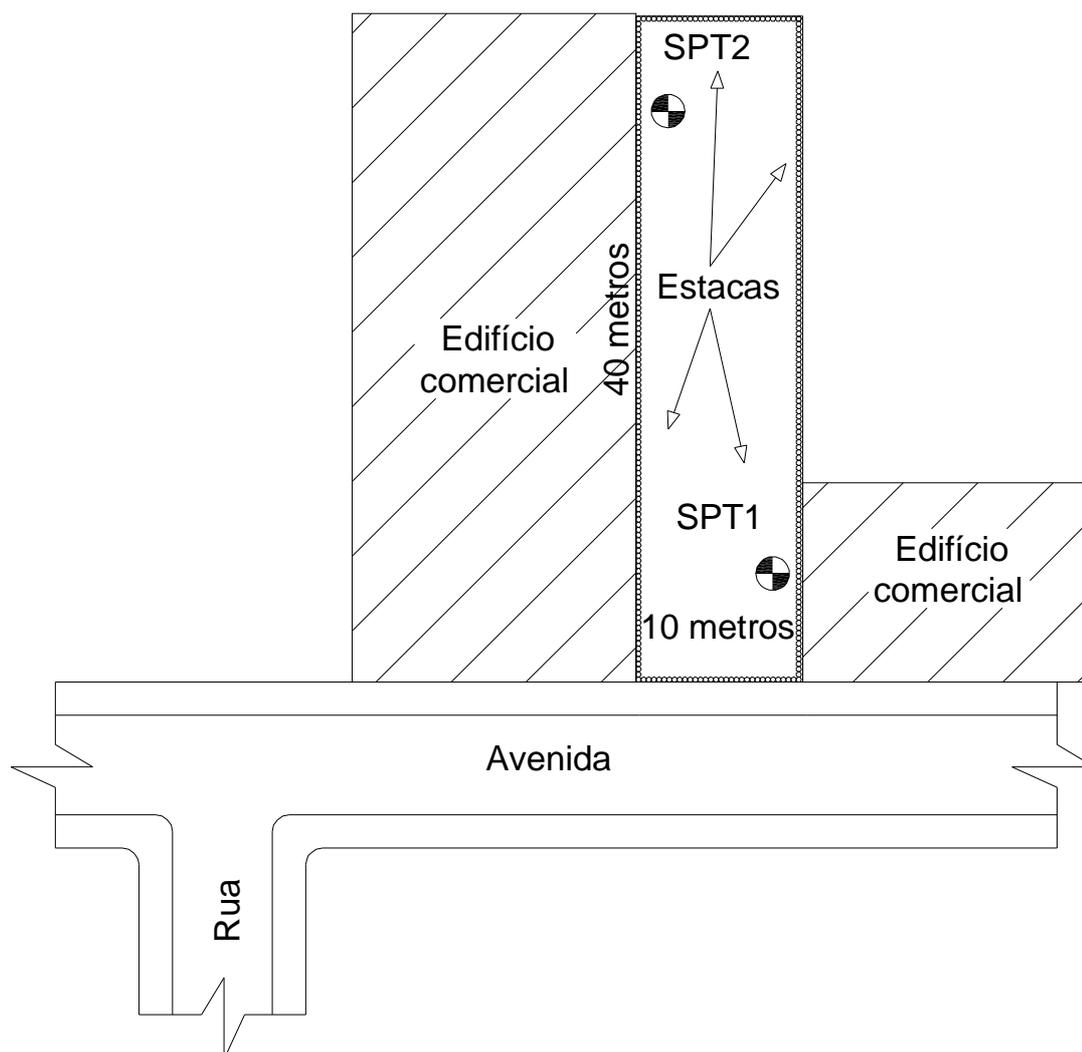


Figura 5 - Local do ensaio SPT

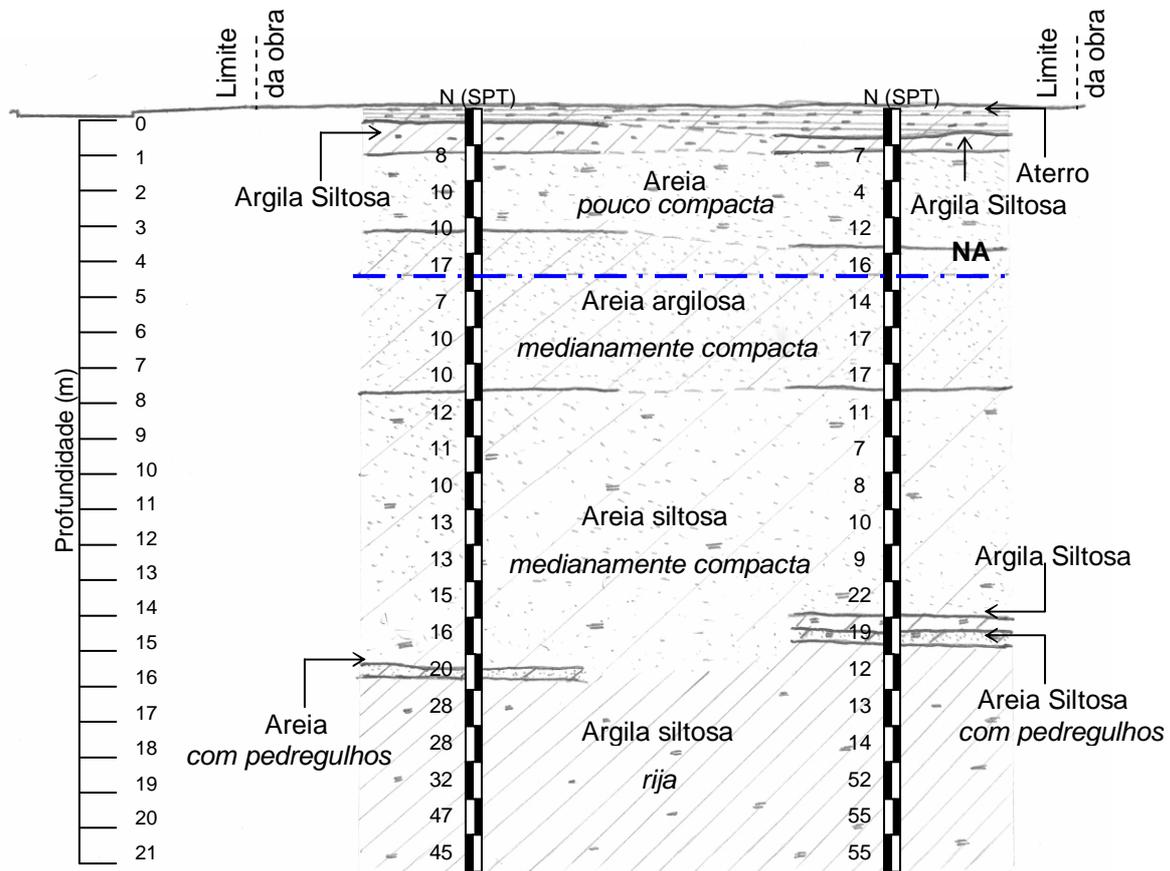


Figura 6 – Perfil geológico do terreno definido a partir das sondagens à percussão (SPT).

2.2 – Análise e obtenção dos parâmetros

No cálculo dos esforços sobre a estrutura serão utilizados valores de ângulo de atrito interno (ϕ), ângulo de atrito entre solo e estrutura (δ), coeficiente de empuxo ativo (k_a) e o coeficiente de empuxo passivo (k_p).

É prática na engenharia geotécnica, na falta de ensaios laboratoriais do solo, a utilização de correlações para obtenção de parâmetros do solo, principalmente as feitas com ensaios de SPT, por se tratar de um ensaio de baixo custo amplamente realizado em todo território nacional, além de oferecer bons resultados, quando bem executado. Tanto na Norma Brasileira para classificação de solos (NBR 7.250/82) como em diversos casos da literatura, principalmente as voltadas para engenharia de fundações, pode-se encontrar tabelas de correlações, as quais auxiliam na determinação dos parâmetros do solo e por isso serão utilizadas neste trabalho.

A partir das sondagens apresentadas na Figura 6 foi definido, para efeito de cálculo, que o maciço é dividido em duas camadas: uma camada com areia de peso específico natural (γ_{natural}) e outra camada de areia de peso específico submerso (γ_{submerso}).

Estimando, inicialmente, que o comprimento total da estaca que será utilizada na contenção poderá chegar a aproximadamente 11 metros, sendo a altura da escavação igual a 4 metros, será utilizado um valor de N_{SPT} médio para definir os parâmetros das camadas, conforme apresentado na Tabela 1. Caso estas estimativas não sejam atendidas os cálculos são refeitos.

Tabela 1 – Determinação dos parâmetros

| | N_{SPT1} | N_{SPT2} |
|-----------------------------|------------------------------------|------------|
| Média | 11 | 11 |
| Desvio padrão | 3 | 4 |
| $\phi_{\text{escolhido}}$ | $32^{\circ(1)}$ | |
| $\delta_{\text{escolhido}}$ | $22^{\circ(2)}$ | |
| γ_{natural} | $18^{(3)} \text{ (KN/m}^3\text{)}$ | |
| γ_{submerso} | $10^{(3)} \text{ (KN/m}^3\text{)}$ | |

(1) Alonso, U.R. (1987).

(2) Boules, J.E. (1996).

(3) Guidicini, G. e Nieble, C.M. (2003).

Os parâmetros escolhidos referem-se a pior situação, que seria o valor médio subtraindo-se o desvio padrão. O resultado ($N_{SPT} = 7$) corresponde a uma faixa de areia pouco compacta, variando entre $4 < N < 10$ e $30 < \phi < 35$, de onde escolheu-se $\phi = 32^{\circ}$.

CAPITULO III – MÉTODOS DE CÁLCULO

3.1 – Método analítico vs. numérico

A título de comparação o cálculo será feito de duas formas: uma por meio de equilíbrio de equações, resolvido manualmente, e com auxílio de uma planilha eletrônica, com base nos diagramas de empuxo ao longo da contenção; e a outra com a utilização do programa comercial GGU-Retain.

3.2 – Método analítico

Para este modelo serão utilizadas as considerações apresentadas pela teoria de Coulomb (1776), a qual admite o atrito entre solo e a estrutura (δ), a superfície de ruptura sendo plana e solo como um material isotrópico e homogêneo.

A Tabela 2 apresenta os valores das variáveis que serão utilizadas para realização dos cálculos.

Tabela 2 – Valores utilizados no cálculo.

| Parâmetros do solo | | | | | |
|--|---|--------------|------------|-------|-------|
| γ_{natural} (KN/m ³) | γ_{submerso} (KN/m ³) | δ (°) | ϕ (°) | K_a | K_p |
| 18 | 10 | 22 | 32 | 0,27 | 7,53 |

Os coeficientes de empuxo ativo e passivo foram obtidos através das equações 3.1 e 3.2 (Coulomb, 1776):

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (3.1)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (3.2)$$

A Figura 7 apresenta os ângulos utilizados nas fórmulas dos coeficientes de empuxo.

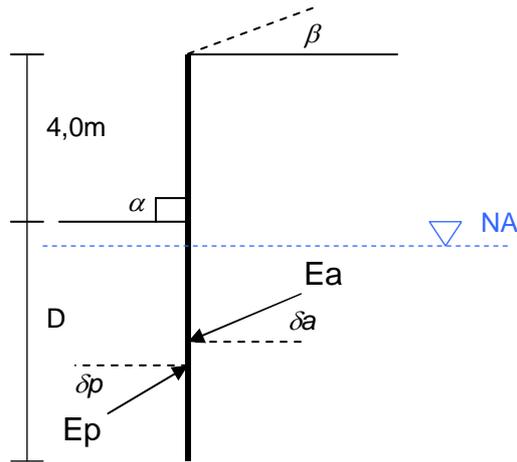


Figura 7 – Ângulos para determinação dos coeficientes de empuxo

sendo:

ϕ = ângulo de atrito do solo;

δ = ângulo de atrito entre solo e contenção;

β = ângulo de inclinação do terreno;

α = ângulo de inclinação da estrutura.

A escavação será de 4 metros, mas como será admitida uma sobrecarga uniformemente distribuída q igual a 10KN/m^2 (Pini, 1998) será utilizada no cálculo uma altura equivalente H' , conforme apresentado na equação 3.3.

$$H' = H(m) + \frac{q(\text{KN} / \text{m}^2)}{\gamma_{\text{natural}}(\text{KN} / \text{m}^3)} \quad (3.3)$$

Conforme o modelo de cálculo proposto na Figura 8 será desconsiderado o empuxo provocado pela água que atua dos dois lados da estrutura, pois os esforços se anulam. Os cálculos consistem em determinar o valor da ficha D que determinará o equilíbrio entre os empuxos ativo e passivo ao longo da contenção, sendo este determinado através dos somatórios de momentos e esforços horizontais de acordo com o esquema de cálculo da Figura 8.

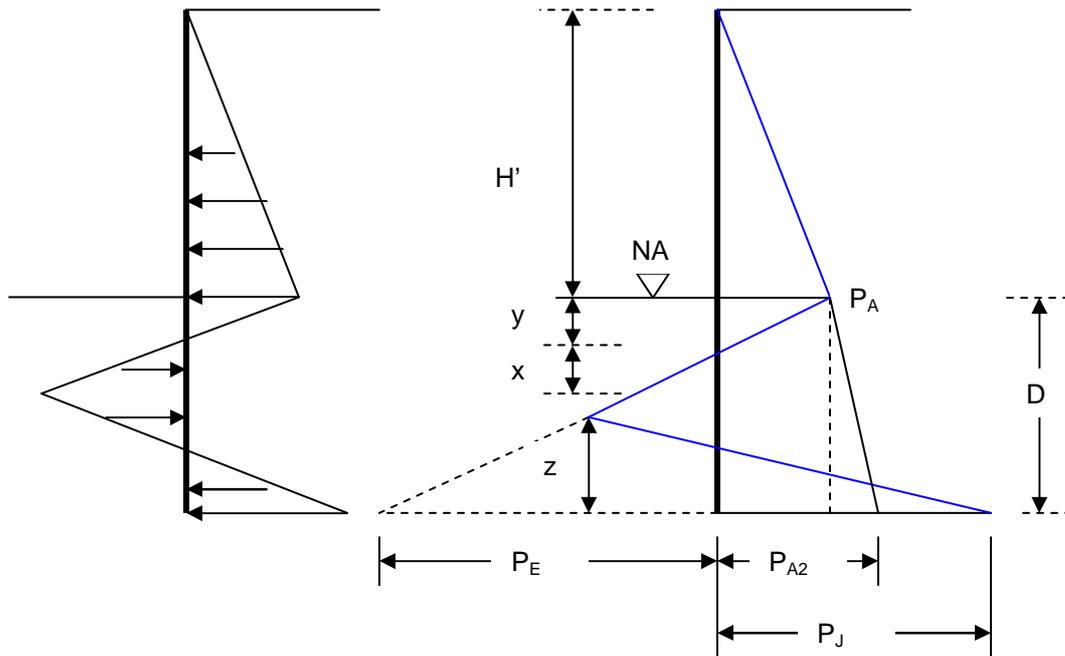


Figura 8 – Diagrama de empuxos resultante e esquema de cálculo

$$P_A = \gamma_{natural} H' K_a \quad (3.4)$$

$$P_{A2} = PA + \gamma_{submerso} DK_a \quad (3.5)$$

$$P_E = \gamma_{submerso} D(K_p - K_a) - P_A \quad (3.6)$$

$$P_J = \gamma_{submerso} D(K_p - K_a) - \gamma_{natural} H' K_p \quad (3.7)$$

A partir dos empuxos podem-se determinar os esforços horizontais e, conseqüentemente, os momentos que satisfaçam o equilíbrio na estrutura.

Os valores de esforços horizontais são encontrados através das áreas triangulares delimitadas pelos empuxos e as respectivas alturas mostradas na Figura 8.

Logo, para forças horizontais, $\Sigma FH = 0$:

$$\frac{H' P_A}{2} + \frac{D(P_A + P_{A2})}{2} + \frac{z(P_E + P_J)}{2} - \frac{D(P_E + P_{A2})}{2} = 0 \quad (3.8)$$

Para o momento, tem-se $\Sigma M_{na\ base} = 0$, logo:

$$\left[\frac{H' P_A}{2} \left(D + \frac{H'}{3} \right) \right] + \left[D P_A \left(\frac{D}{2} \right) \right] + \left[\frac{D(P_{A2} - P_A)}{2} \left(\frac{D}{3} \right) \right] + \left[\frac{z(P_E + P_J)}{2} \left(\frac{z}{3} \right) \right] - \left[\frac{D(P_E + P_{A2})}{2} \left(\frac{D}{3} \right) \right] = 0 \quad (3.9)$$

Para as duas equações têm-se duas variáveis desconhecidas: D, que é o tamanho da ficha, e z, que definirá o triângulo de empuxo passivo. Desta forma, deve-se encontrar um valor de D e z que satisfaçam as equações 3.8 e 3.9 simultaneamente.

Os cálculos foram realizados numa planilha, através de iterações até a convergência dos valores que satisfizessem as duas equações. A Figura 9 apresenta os cálculos realizados para obtenção da ficha e para o valor de momento máximo ao longo da contenção.

A Figura 10 apresenta o esquema de cálculo para obtenção dos esforços resultantes na estrutura e seus respectivos pontos de aplicação.

A Figura 11 apresenta os diagramas simplificados de esforço cortante e da deformada da contenção obtidos pelo programa Ftool (Tecgraf, 2002), já que foram utilizados os esforços resultantes referentes aos empuxos aplicados sobre a estrutura, mas que serão importantes para comparação com os valores obtidos analiticamente.

| Parâmetros | | | | | | | | | |
|---------------------------|---------------------------------|----------------------------|----------------------------------|-----------------------|---------------|---------------|-------------|---------------|------|
| γ (KN/m3) | γ' (KN/m3) | q(KN/m²) | H (m) | δ | ϕ | Ka | Kp | F.S. | |
| 18.00 | 10.00 | 10.00 | 4.00 | 22 | 32 | 0.27 | 7.53 | 1.5 | |
| H' (m) | Kp corrigido | Kp-Ka | Ficha | | | | | | |
| 4.83 | 5.02 | 4.75 | 4.24 | | | | | | |
| PA | PA2 | PE | PJ | $\Sigma FH = 0$ | | | | | |
| 23.49 | 34.94 | 177.91 | 638.14 | H'(PA)/2 | D(PA + PA2)/2 | z(PE + PJ)/2 | (PE + PJ)/2 | D(PE + PA2)/2 | z |
| | | | | 56.77 | 123.87 | z = incógnita | 408.03 | 451.24 | 0.66 |
| $\Sigma Mf = 0$ | | | | | | | | | |
| H'(PA)/2 * (D+H'/3) | D(PA) * D/2 | D(PA2 - PA)/2 * (D/3) | z(PE + PJ)/2 * (z/3) | D(PE + PA2)/2 * (D/3) | (PE + PJ)/6 | z² | z | | |
| 332,15 | 211,15 | 34,30 | z = incógnita | 637,75 | 136,0083333 | 0,44 | 0,67 | | |
| Cortante zero | | | | | | | | | |
| y = PA/ γ' (Kp-Ka) | Restante até y = (H' + y)(PA)/2 | x onde cortante = 0 | Resultante de x | x² | x | | | | |
| 0,49 | 62,58 | $\Sigma PA = \Sigma PP$ | $\Sigma PP = \gamma'(Kp-Ka)x²/2$ | 2,63 | 1,62 | | | | |
| Momento Máximo (Mx) | | | | | | | | | |
| H'(PA)/2 * (H'/3 + y + x) | y(PA)/2 * (2y/3 + x) | $\gamma'(Kp-Ka)x²/2 * x/3$ | Mx (KNm/m) | | | | | | |
| 211,68 | 11,34 | 67,72 | 155,30 | | | | | | |

Figura 9 – Planilha eletrônica utilizada para o cálculo da ficha.

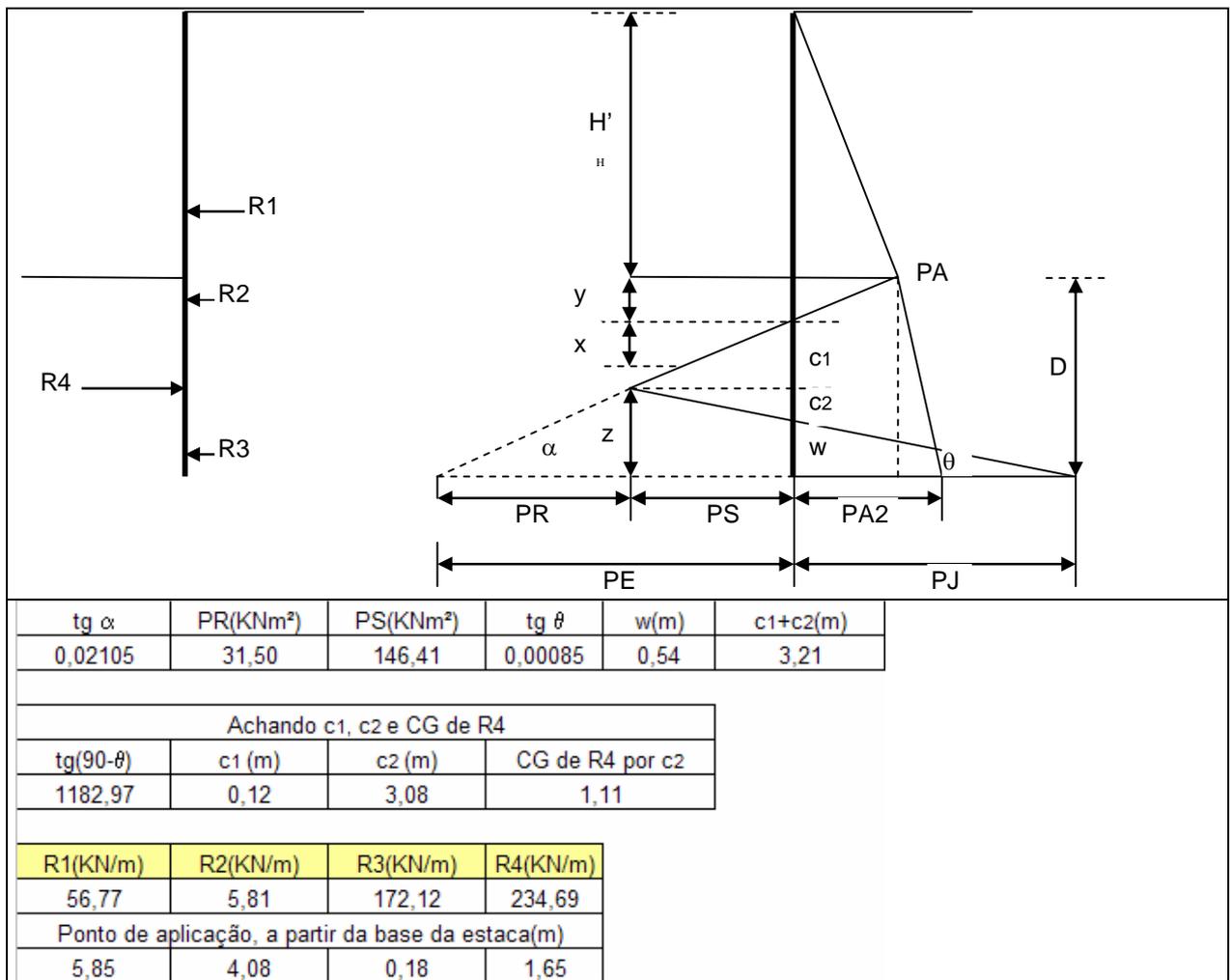


Figura 10 – Obtenção dos esforços resultantes e ponto de aplicação na contenção.

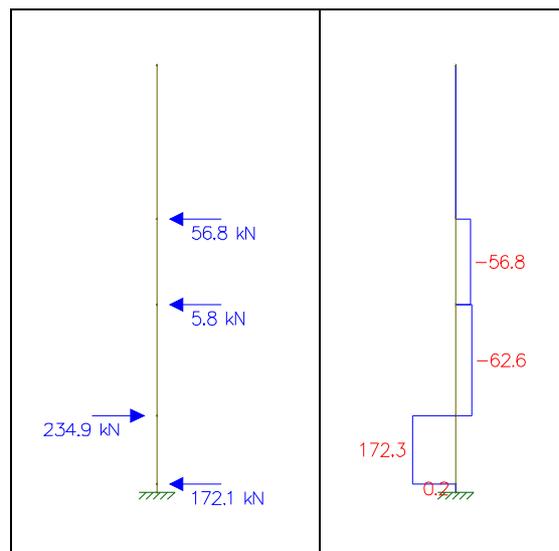


Figura 11 – Diagramas simplificados de esforços resultantes e cortante da contenção.

3.3 – Modelo numérico

Foi utilizado o programa comercial GGU-Retain para o dimensionamento da contenção. Na utilização do programa é necessário definir as condições impostas à escavação e ao projeto como fator de segurança, ângulos de atrito, peso específico do solo, espessura de cada camada de solo, altura da escavação, nível d'água, sobrecarga no terreno e tipo de contenção, ou seja, toda a condição de contorno do projeto.

Na fase de análise e cálculo o programa permite a inserção de fatores de segurança global e parcial, além de uma comparação entre alguns modelos de cálculo que levam em consideração, por exemplo, a redistribuição, ou não, das pressões sobre a contenção. Estas variações refletem uma melhor análise do projeto e permitem impor condições mais ou menos desfavoráveis para uma avaliação mais detalhada do projeto. Quanto ao cálculo realizado, procurou-se adequar as condições de análise ao projeto feito pelos cálculos convencionais.

A Figura 12 apresenta o modelo elaborado para análise e a Figura 13 o resultado final do cálculo, onde para o modelo já calculado, podem-se encontrar os gráficos dos esforços e os dados da estrutura de contenção calculada, como por exemplo, comprimento e área de aço.

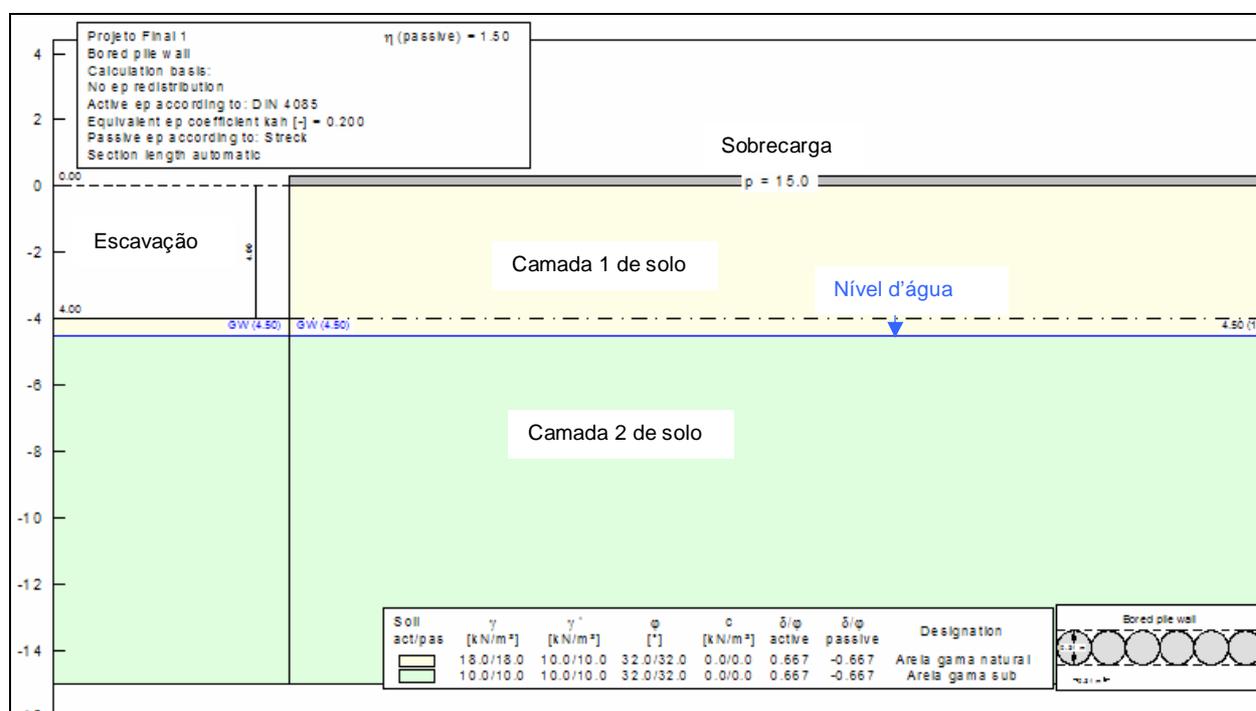


Figura 12 – Modelo elaborado para análise.

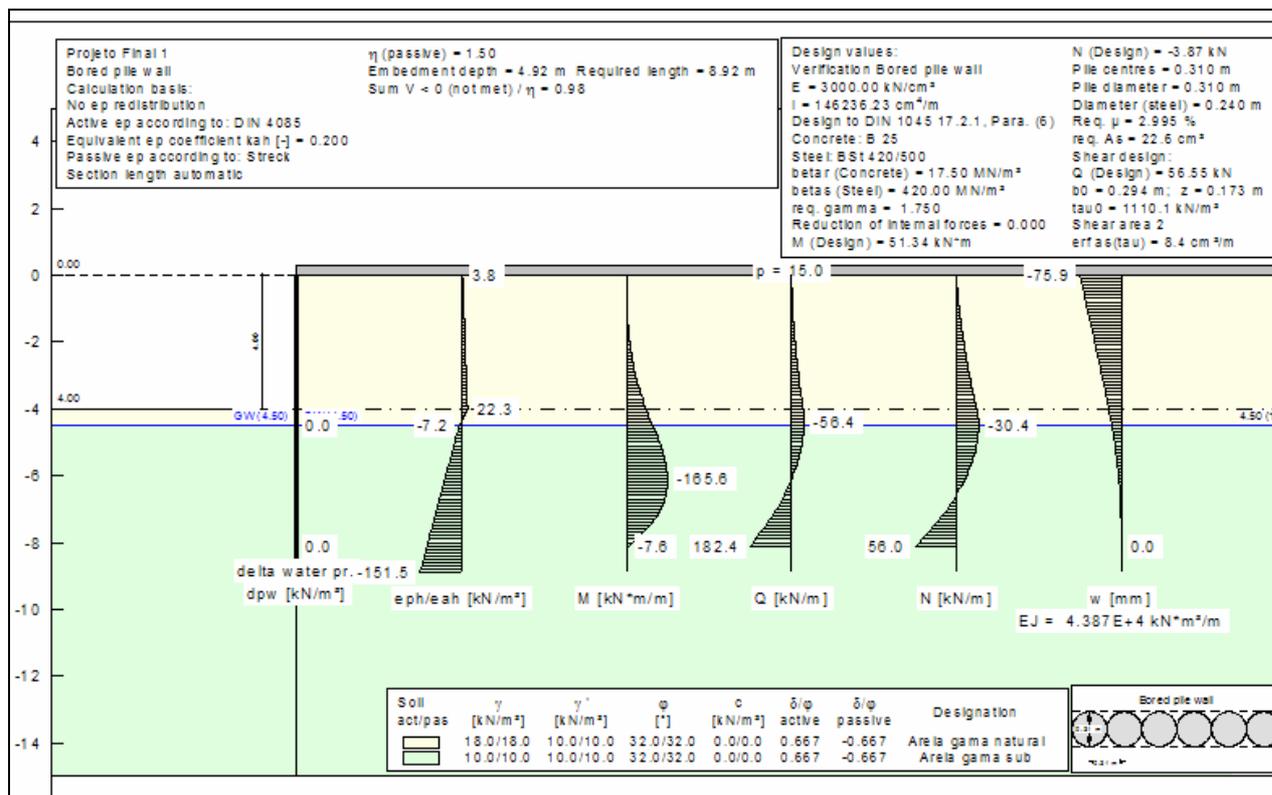


Figura 13 - Esquema de cálculo pelo programa GGU-Retain.

3.4 – Comparação dos resultados

A tabela 3 apresenta os valores encontrados nos dois métodos de cálculo.

Tabela 3 – Valores encontrados nos dois métodos.

| | Ficha x 1,2 | Momento máximo (KNm/m) | Cortante máximo (KN/m) |
|----------------------|-------------|------------------------|------------------------|
| Cálculo Manual | 5,00m | 155 | 174 |
| GGU-Retain | 5,90m | 165 | 182 |
| Diferença percentual | 14% | 6% | 5% |

Nos dois modelos foi utilizado fator de segurança igual a 1,5 (NBR-6122/1996) aplicável tanto na majoração da sobrecarga, como na minoração do empuxo passivo, além do acréscimo de 20% do comprimento da ficha mostrado na Tabela 3, conforme recomendação da literatura (Alonso, 1987), resultando no comprimento total da estaca em 10 metros para efeito de cálculo e execução. Na prática é aplicável, para determinação do comprimento total da estrutura, a adoção de um fator de segurança ao longo dos cálculos, ou realização dos cálculos sem fator de segurança com acréscimo no comprimento da ficha por um valor percentual, por exemplo 30%, do valor encontrado para a ficha. Como o programa comercial permite a combinação deste dois fatores, adotou-se a mesma neste projeto.

CAPITULO IV – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS

4.1 – Método de cálculo

No dimensionamento das estacas foram considerados esforços de flexo-compressão normal e cortante, assim como se calcula em seções de pilares circulares. Trata-se da obtenção do diâmetro da estaca adequado às solicitações e consequentemente da área de aço para tal seção.

4.2 – Dimensionamento da armadura longitudinal

Como na flexo-compressão a solução é obtida iterativamente, a área de aço é obtida por meio de ábacos e tabelas encontradas na literatura de concreto armado para seções circulares. Neste projeto utilizou-se as recomendações de Rocha (1987).

Para utilização das tabelas é necessário:

- Calcular os parâmetros, que são em função do esforço normal, momento e disposição da armadura;
- Definir a resistência da argamassa ou concreto (no projeto foi adotado f_{ck} igual a 20MPa).

Os parâmetros são:

$$\frac{r - d'}{r} \quad (4.1)$$

$$\nu = \frac{Nd}{r^2 f_{ck}} \quad (4.2)$$

$$\mu = \frac{Md}{r^3 f_{ck}} \quad (4.3)$$

onde:

r é o raio da seção;

d' é cobrimento da armadura;

M_d é o momento fletor solicitante de cálculo;

f_{ck} é a resistência característica a compressão do concreto;

N_d é a força normal solicitante de cálculo.

Com os parâmetros apresentados nas equações 4.1, 4.2 e 4.3 é possível obter a taxa de armadura (ρ) e conseqüentemente a área de aço (A_s), sendo:

$$A_s = \rho r^2 f_{ck} \quad (4.4)$$

Com ρ em porcentagem, r em centímetro e f_{ck} em tonelada/cm².

Cada tabela é elaborada para um tipo de disposição da armadura, obedecendo a simetria na distribuição das barras de aço. Para o projeto foi considerado:

$$\frac{r - d'}{r} = \frac{15,5\text{cm} - 3,0\text{cm}}{15,5\text{cm}} = 0,80$$

A tabela de dimensionamento, para a disposição escolhida, encontra-se no Apêndice 1 deste trabalho.

O esforço normal (N_d) de projeto foi considerado igual a 6 toneladas força (tf) por estaca, o que corresponderia a 75 toneladas força a cada 5 metros (pilares de uma futura obra), mais o peso próprio das estacas. São valores relativamente baixos para estacas submetidas a esforços verticais trabalhando como fundações, mas lembra-se que se trata de uma contenção.

Foi utilizado o maior momento fletor (M_d) encontrado entre o método analítico e numérico com valor igual a 5,12 tf.m por estaca com diâmetro de 310mm.

Então, temos:

$$\nu = \frac{N_d}{r^2 f_{ck}} = \frac{6\text{tf} \times 1,4}{(.155\text{m})^2 2000\text{tf} / \text{m}^2} = 0,17$$

$$\mu = \frac{M_d}{r^3 f_{ck}} = \frac{5,12\text{tf} \cdot \text{m} \times 1,4}{(.155\text{m})^3 \times 2000\text{tf} / \text{m}^2} = 0,96$$

Através da tabela fornecida no Apêndice 1 encontramos, por meio de interpolação, ρ igual a 41,29. Logo, temos:

$$A_s = \rho r^2 f_{ck} = 0,4110 \times (15,5)^2 \times 0,2 = 19,75\text{cm}^2$$

A área de aço corresponde a 10 barras de 16mm de diâmetro, que tem uma área total de 20,11cm².

A norma NBR-6118 estabelece os valores limites para armaduras longitudinais de pilares em:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15 \times N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \rightarrow \frac{0,15 \times 60 \text{ KN}}{435000 \text{ KN/m}^2} = 0,21 \text{ cm}^2 \leq \frac{3,14 \times (.31)^2}{4} \times 0,004 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 8,0\% A_c = 0,08 \times \frac{3,14 \times (.31)^2}{4} = 60,35 \text{ cm}^2$$

Como a área de cálculo é de 20,11cm², atende as duas condições. Os detalhes da seção podem ser vistos nas Figura 14 e 16 onde também é detalhada a armadura transversal..

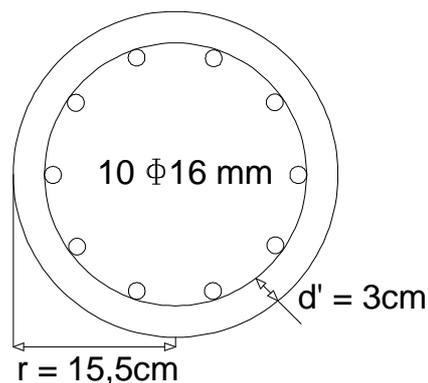


Figura 14 – Disposição da armadura longitudinal da estaca.

A seção da estaca apresentada da Figura 14 foi calculada para o momento máximo. Para uma otimização do aço utilizado no projeto foi feito um cálculo das áreas de aço necessárias ao longo da estaca.

Para obtenção dessas áreas a NBR-6118 determina o deslocamento “a_l” do diagrama de momento de forma a compensar o esforço cortante na mesma seção. Sendo:

$$a_l = \frac{\tau_{wd}}{2(\tau_{wd} - \tau_c)} d \geq 0,5d \quad (4.5)$$

Onde:

τ_{wd} é a tensão dada em função do esforço cisalhante de projeto;

τ_c é a tensão dada em função da resistência à tração do concreto.

A Figura 15 apresenta o diagrama de momento utilizado para o cálculo das áreas de aço.

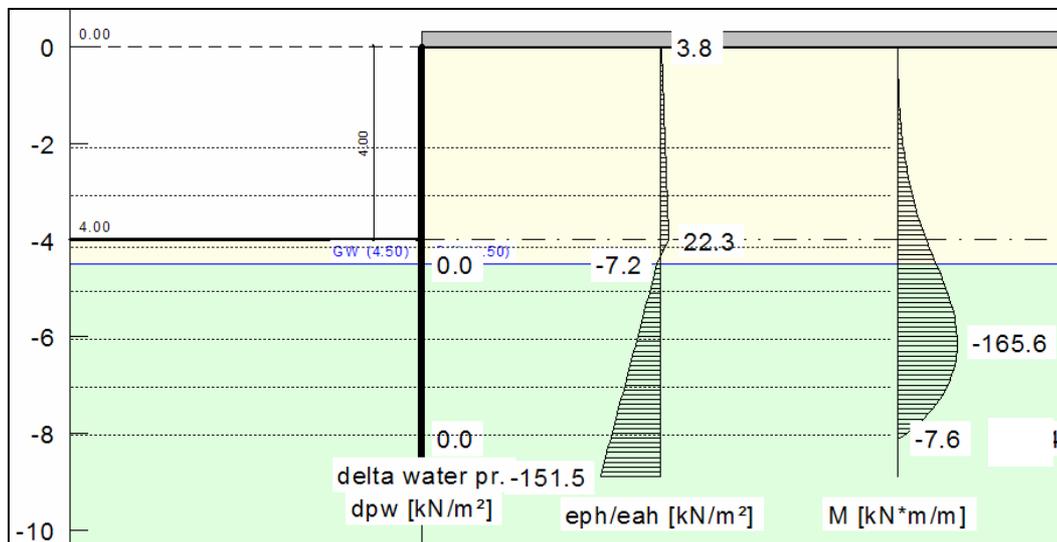


Figura 15 – Diagrama de momento utilizado para dimensionamento da armadura.

Como será apresentado no item 4.3, a resistência do concreto é praticamente igual ao esforço cortante e desta forma “ a_l ” será definido por $0,5d$, o que levará a um deslocamento de 14,0 cm do diagrama de momento. A Figura 16 apresenta o deslocamento do diagrama de momento.

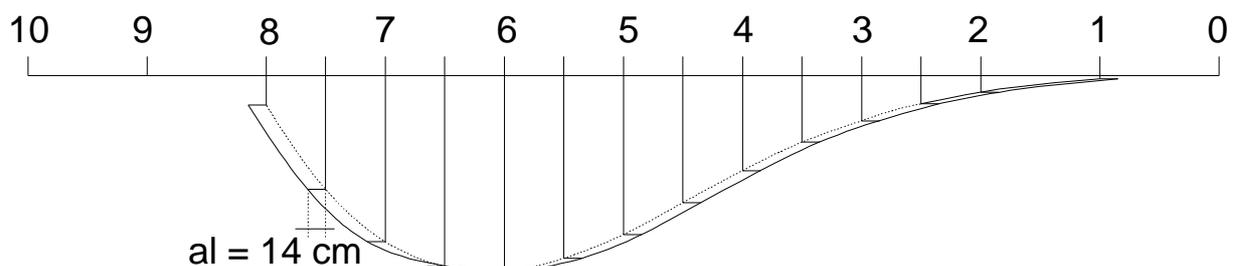


Figura 16 – Deslocamento do diagrama de momento.

Tratando-se de uma seção circular os intervalos onde haverá a redução da taxa de aço devem ser bem definidos, pois tem-se que manter a simetria da armadura longitudinal distribuída na seção. Tal condição faz com que o deslocamento necessário, neste projeto para o diagrama de momento, não seja de grande importância no dimensionamento final da armadura da estaca.

A partir dessas considerações foi montada a Tabela 4 para que fossem definidos os pontos onde haveria a mudança da armadura longitudinal. As áreas de aço foram calculadas da mesma forma como apresentado no cálculo para o momento máximo.

Tabela 4 – Escolha da distribuição das barras longitudinais.

| Profundidade (m) | Momento (KNm/m) | Área de Aço calculada (cm ²) | Possibilidades n°barras/diâmetro(mm) | n° barras/diâmetro escolhidos |
|------------------|-----------------|--|--------------------------------------|--|
| 0,0 | 0 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 |
| 1,0 | 3 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 |
| 2,0 | 14 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 |
| 2,5 | 24 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 |
| 3,0 | 38 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 (por cima) 10 ϕ 16 (por baixo) |
| 3,5 | 56 | 4,41 | 6 ϕ 10 4 ϕ 12,5 | 10 ϕ 16 |
| 4,0 | 80 | 8,89 | 8 ϕ 12,5 5 ϕ 16 | 10 ϕ 16 |
| 4,5 | 107 | 12,74 | 11 ϕ 12,5 7 ϕ 16 | 10 ϕ 16 |
| 5,0 | 134 | 14,41 | 12 ϕ 12,5 8 ϕ 16 | 10 ϕ 16 |
| 5,5 | 154 | 18,62 | 10 ϕ 16 4 ϕ 25 | 10 ϕ 16 |
| 6,0 | 165 | 19,75 | 10 ϕ 16 4 ϕ 25 | 10 ϕ 16 |
| 6,5 | 161 | 19,71 | 10 ϕ 16 4 ϕ 25 | 10 ϕ 16 |
| 7,0 | 140 | 15,23 | 12 ϕ 12,5 8 ϕ 16 | 10 ϕ 16 |
| 7,5 | 96 | 12,22 | 10 ϕ 12,5 6 ϕ 16 | 10 ϕ 16 |
| 8,0 | 25 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 10 ϕ 16 (por cima) 4 ϕ 10 (por baixo) |
| 9 | 0 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 |
| 10 | 0 | $A_{s,min} = 3,02$ | 4 ϕ 10 | 4 ϕ 10 |

A escolha dos trechos onde haveria utilização de uma armadura longitudinal diferente levou em consideração, além da otimização do número de barras em função da área de aço, o total aproveitamento das barras e, construtivamente, a redução do número de emendas, o que também aumentaria consideravelmente as barras utilizadas. Lembrando que estes fatores fazem com que se tenham menos trechos com armaduras diferentes ao longo da estaca, chegou-se a distribuição das barras apresentadas na Tabela 4.

Após a divisão dos trechos, deve-se proceder a ancoragem das barras. Conforme NBR-6118 tem-se o comprimento básico de ancoragem " l_b ", considerando a resistência característica do concreto igual a 20MPa, igual a:

- 63cm para barra com diâmetro de 10mm;
- 100cm para barra com diâmetro de 16mm.

Com base no comprimento básico de ancoragem deve-se determinar o comprimento de ancoragem necessário definido por:

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min} \quad (4.6)$$

onde:

$l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário;

$l_{b,min}$ é o comprimento de ancoragem mínimo;

l_b é o comprimento de ancoragem básico;

$A_{s,cal}$ é a área de aço exigida no cálculo para a seção;

A_{se} é a área efetivamente adotada no projeto.

E para $l_{b,min}$ temos:

$$l_{b,min} \geq 0,3l_b; 10\phi; 10cm \quad (4.7)$$

Com estas informações a Tabela 5 apresenta os valores calculados.

O detalhamento da armação pode ser visto no projeto (planta na página 35).

Tabela 5 – Determinação dos comprimentos de ancoragem

| Ponto de ancoragem a partir da cota do terreno(0,0m). | | ϕ da barra (mm) | $A_{s,cal}$ | A_{se} | $l_{b,nec}$ (cm) |
|---|-----------|----------------------|-------------|----------|------------------|
| Em -3m | por cima | 10 | 3,01 | 3,14 | 60 |
| | por baixo | 16 | | 20,1 | 30 |
| Em -8m | por cima | 16 | 3,01 | 20,1 | 30 |
| | por baixo | 10 | | 3,14 | 60 |

4.3 – Dimensionamento da armadura transversal

Para o dimensionamento da seção transversal devem-se satisfazer as seguintes condições:

$$\bullet \quad V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (4.8)$$

$$\bullet \quad V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (4.9)$$

Onde:

V_c é a força cortante resistente de cálculo do concreto;

V_{sw} é a força cortante resistente de cálculo do aço;

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$, é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal.

O dimensionamento foi realizado conforme modelo de cálculo I da NBR-6118, sendo o procedimento mostrado a seguir:

a) Verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_w d \quad (4.10)$$

onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa;} \quad (4.11)$$

b_{wd} corresponde a área efetiva de uma seção retangular, e será substituída pela área referente ao diâmetro efetivo da armadura, definido por:

$$d_{efetivo} = d_{estaca} - \left(d + \frac{\phi_{armadura}}{2}\right) = 31 - \left(3 + \frac{1,6}{2}\right) = 27 \text{ cm} \quad (4.12)$$

Com d' igual ao cobrimento da armadura.

Logo, teremos:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,92$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d = 0,27 \times 0,92 \times \frac{20000 \text{ KN} / \text{m}^2}{1,4} \times \frac{3,14 (.27)^2}{4} = 203 \text{ KN}$$

O que satisfaz a condição: $V_{sd} = 53,94 \times 1,4 = 75,52 \text{ KN} \leq V_{Rd2} = 203 \text{ KN}$.

b) Cálculo da armadura transversal

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_c = 1,2 f_{ctd} b_w d \quad (4.13)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4.14)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 0,7 (0,3 f_{ck}^{2/3}) = 0,21 (20)^{2/3} = 1,55 \rightarrow f_{ctd} = \frac{1,55}{1,4} = 1,11 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

onde:

$f_{ctk,inf}$ é o valor inferior da resistência característica à tração do concreto;

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto;

f_{ctd} é a resistência de cálculo à tração do concreto;

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad (4.16)$$

onde:

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos;

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a resistência de cálculo do aço da armadura transversal, limitada a 435MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Para o projeto foi considerado aço CA-50.

Logo, para V_c , temos:

$$V_c = 1,2 f_{ctd} \frac{\pi (d_{efetivo})^2}{4} = 1,2 \times 1110 \text{KN} / \text{m}^2 \times \frac{3,14(0,27\text{m})^2}{4} = 76,22 \text{KN}$$

Com isso, para V_{sw} , teremos:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \rightarrow V_{sw} = 75,52 \text{KN} - 76,22 \text{KN} \rightarrow V_{sw} \approx 0 \text{KN}$$

Como V_{sw} é desnecessário, pois o concreto é capaz de resistir a todo esforço cisalhante, será calculada a taxa de armadura mínima estabelecida pela NBR-6118.

$$\rho_{sw,min} = 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (4.16)$$

onde:

$\rho_{sw,min}$ é a taxa geométrica da seção;

f_{ywk} é a resistência característica do aço da armadura transversal.

$$\rho_{sw} = 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} = 0,2 \times \frac{0,3 \times (20 \text{MPa})^{2/3}}{500 \text{MPa}} = 0,09\%$$

Com a taxa de armadura mínima calcula-se a área mínima:

$$A_{sw,min} = \rho_{sw,min} \times 100b_w = \frac{0,09}{100} \times 100 \times 27 = 2,43cm^2 / m \quad (4.17)$$

Também é necessário definir o espaçamento dos estribos. De acordo com a NBR-6118 temos que o espaçamento longitudinal entre estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200mm;
- menor dimensão da seção, que no projeto é de 310mm;
- 12 vezes a bitola do aço da seção longitudinal, que no projeto é de 16mm, ou seja, 192mm.

Como o espaçamento máximo é definido por:

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d \leq 300mm \quad (4.18)$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times 27cm = 16cm$$

Logo, para a área de estribo calculada e utilizando barra de 6,3 mm, teremos:

$$\text{Área por espaçamento: } \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{3,14 \times (0,63)^2}{4} = 0,31cm^2$$

$$\text{Espaçamento entre estribos: } s = \frac{0,31cm^2 \times 1m}{2,43cm^2} \approx 12cm, \text{ e será confeccionado como}$$

mostrado na Figura 17.

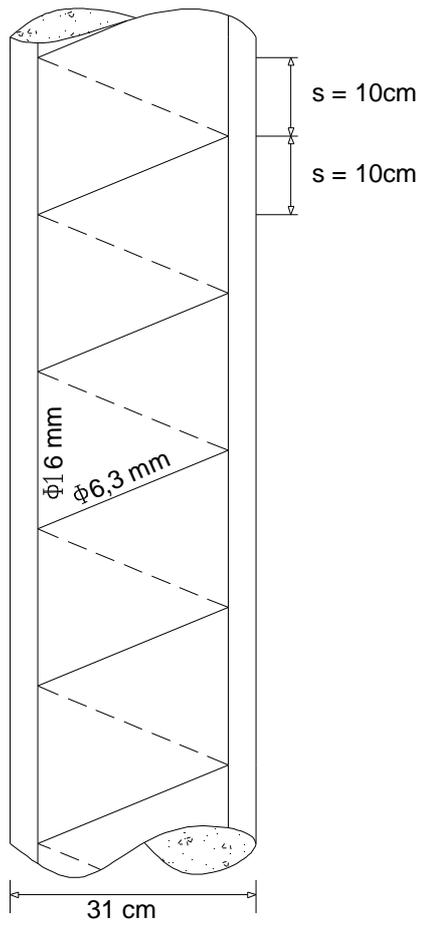


Figura 17 – Disposição da armadura transversal da estaca.

CAPITULO V – EXECUÇÃO DO PROJETO

5.1 – Condições preliminares

Para desenvolvimento do processo executivo é necessário definir em planta os principais detalhes da obra. A parte da escavação que possui maior detalhamento é justamente a futura entrada de acesso ao subsolo. A Figura 18 apresenta a planta baixa de acesso ao subsolo, e as figuras 19 e 20 os cortes com detalhe da escavação.

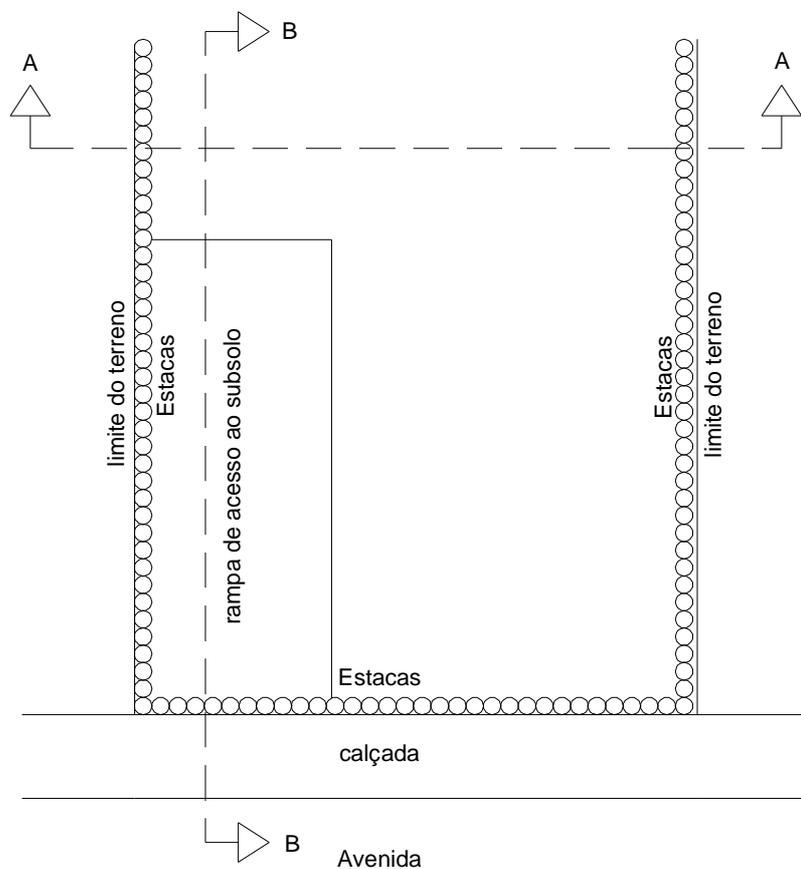


Figura 18 – Planta com disposição das estacas a serem executadas.

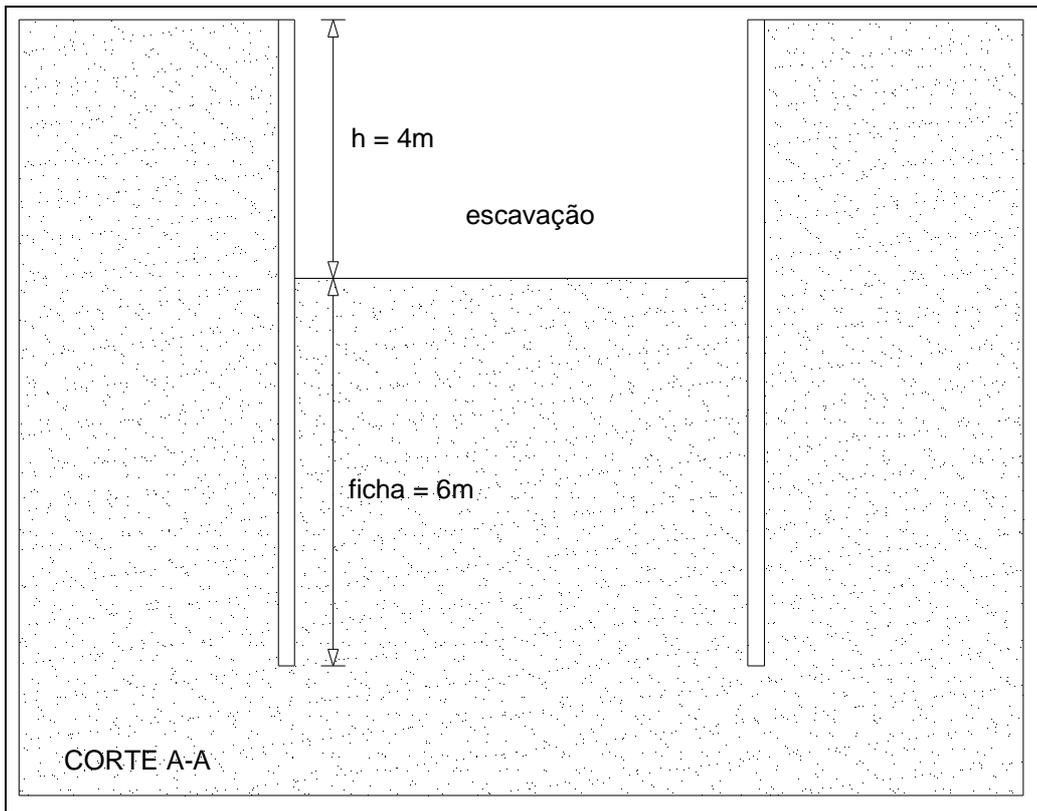


Figura 19 – Detalhe da escavação após execução das estacas.

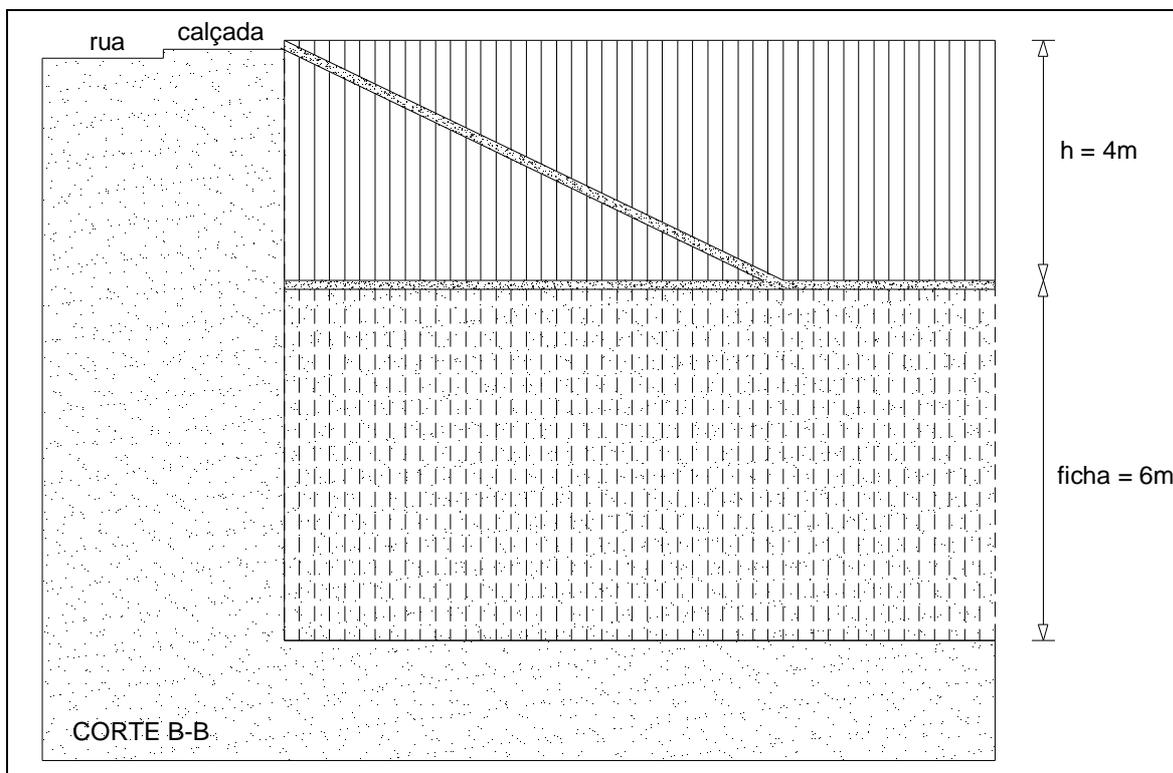


Figura 20 – Detalhe da rampa de acesso ao subsolo.

5.2 – Processo executivo das estacas

O processo executivo é constituído de: perfuração, inserção da armadura e argamassa. Desta forma, teremos:

- Perfuração

A perfuração deverá ser executada por uma perfuratriz com revestimento contínuo do furo e com auxílio de um fluido em circulação (água e possivelmente lama bentonítica). Como o subsolo é constituído por camadas de areia, possivelmente todo o furo deverá ser executado com revestimento, onde em alguns momentos poderá se tentar uma alternativa por lama bentonítica.

O revestimento de perfuração possui na base um ferramenta (coroa), dotada de pastilhas de metal duro, de diâmetro ligeiramente superior ao do revestimento. Os detritos resultantes da perfuração são trazidos à superfície pelo fluido em circulação através do interstício anelar que se forma entre o tubo e o terreno; isto determina também, portanto, que o diâmetro acabado da estaca seja sempre maior que o diâmetro nominal do instrumento de perfuração. A medida que prossegue a perfuração, o revestimento metálico penetra no terreno. Detalhes do equipamento e do processo executivo das estacas podem ser observados nas Figuras 21, 22 e 23.



Figura 21 – Exemplo de um canteiro de obra com execução das estacas raiz, destacando-se o tamanho reduzido da perfuratriz e os revestimentos recuperáveis utilizados nos furos (Brasfond, 2002).

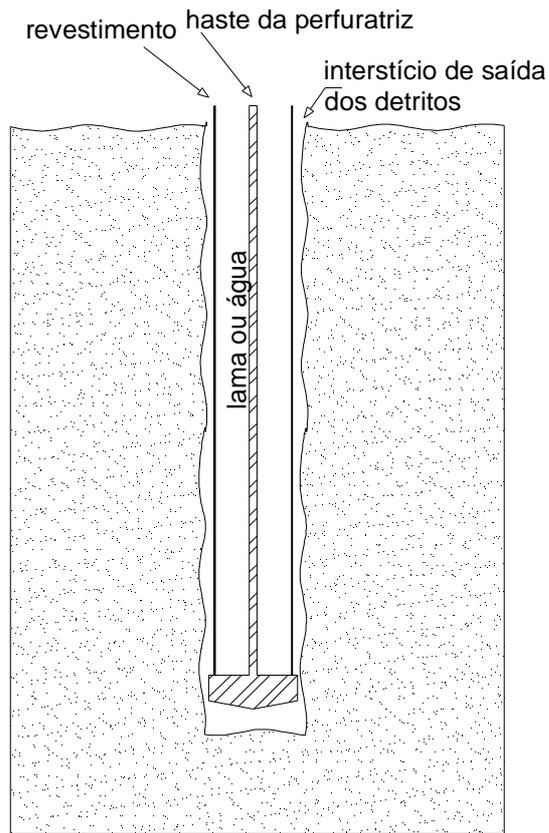


Figura 22 – Detalhes do furo.

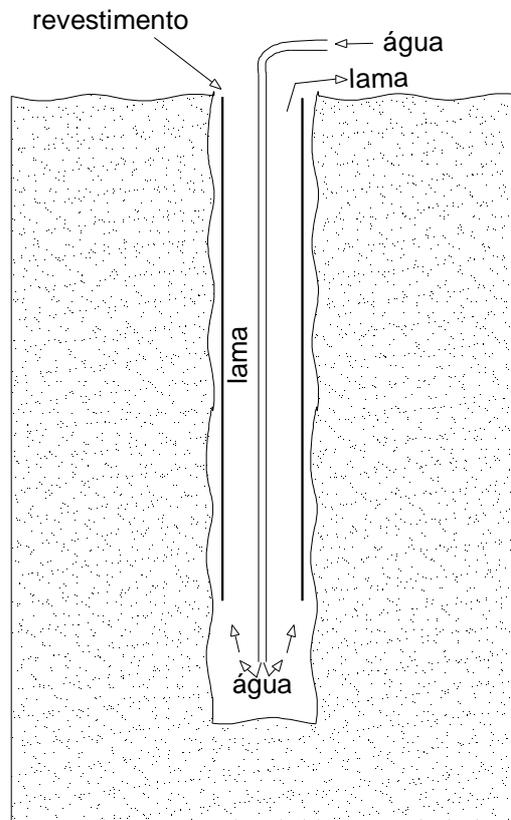


Figura 23 – Retirada da lama no furo.

- Colocação da armadura e da argamassa

Terminada a perfuração é feita a retira da lama do furo, com injeção de água de forma ascendente conforme apresentado da Figura 20. Em seguida coloca-se a armadura, no interior no revestimento, que neste projeto constitui-se de 10 barras longitudinais de 16 milímetros e estribo helicoidal com barra de 6,3 milímetros, confeccionados conforme dimensionamento descrito no Capítulo 4.

Após colocação da armadura, insere-se o tubo de concretagem (tremonha) até o fundo da perfuração. A argamassa de cimento, lançada de baixo para cima, garante que a água (ou a lama de perfuração) seja substituída pela própria argamassa. Durante esta operação o furo permanece sempre revestido e, portanto, a operação se realiza com o máximo de segurança. Uma vez que o tubo de perfuração esteja preenchido de argamassa, procede-se à extração da coluna de perfuração com ferramenta adequada. Este procedimento pode ser observado na figura 24.

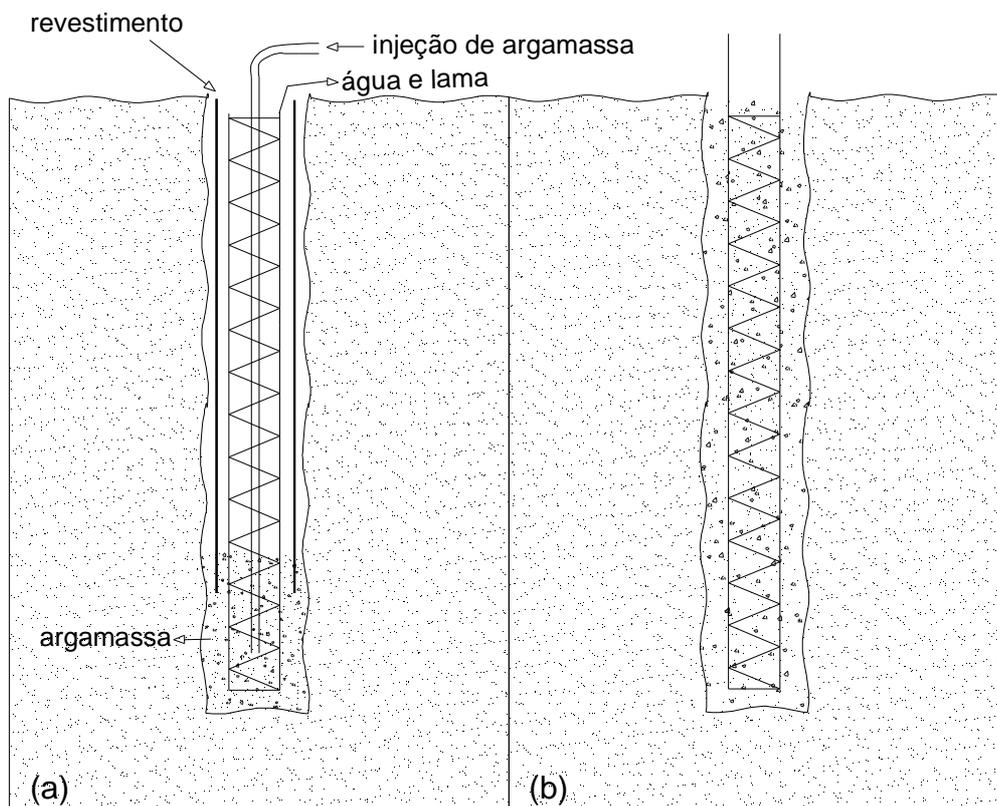


Figura 24 – (a) Colocação da armadura/injeção da argamassa. (b) Estaca concluída.

5.3 – Escavação e continuidade da obra

Concluída a execução de todas as estacas deve-se aguardar o tempo para que as argamassas atinjam a resistência característica, e desta forma o terreno esteja liberado para o início da escavação.

A etapa de escavação deve ser feita lentamente e com um monitoramento das deformações da cortina, já que envolve a retirada de um grande volume de solo. Além desta situação, a escavação é apenas mais uma etapa da obra, onde em seguida será executada uma laje ao nível do terreno e também ao nível do subsolo, assim como normalmente se faz construtivamente. A Figura 25 a nova condição da contenção, que podem ser interpretadas como cortinas estroncadas (apoio).

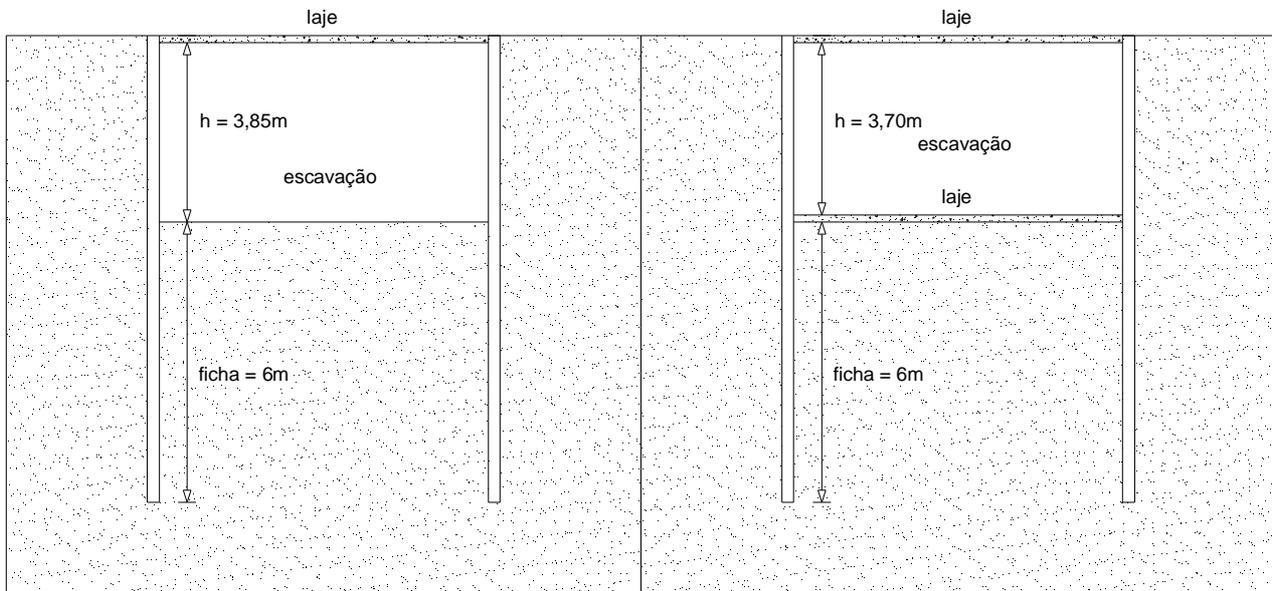


Figura 25 – Execução de lajes que funcionariam como ancoragem da cortina.

Estas novas situações impõem uma nova condição de esforços ao longo da contenção, as quais também devem ser verificadas conforme mostrado nas Figuras 26 e 27.

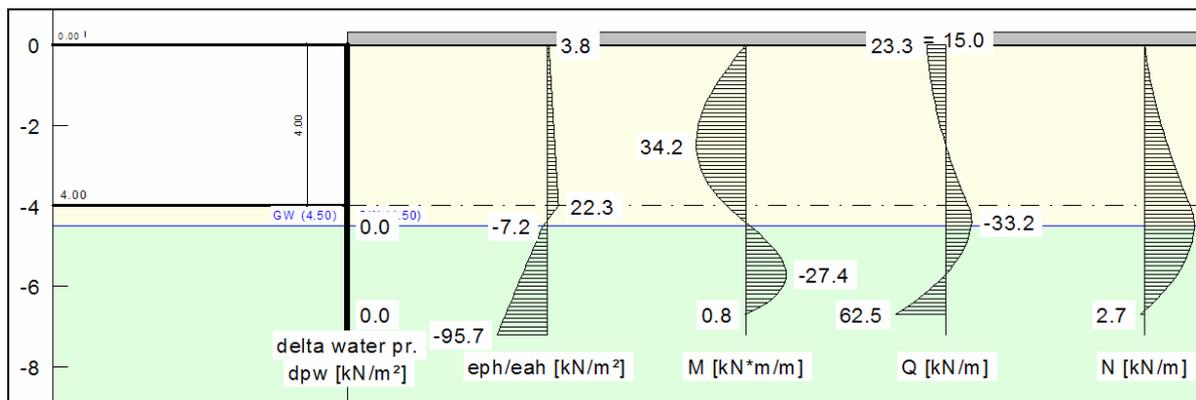


Figura 26 – Cortina com apoio na laje do térreo.

Com a cortina apoiada pelo piso do térreo pode-se observar que em toda a estrutura seria utilizada área de aço mínima tanto para a armadura longitudinal como transversal, além da redução da ficha para 3,5 metros, pois os esforços reduzem consideravelmente.

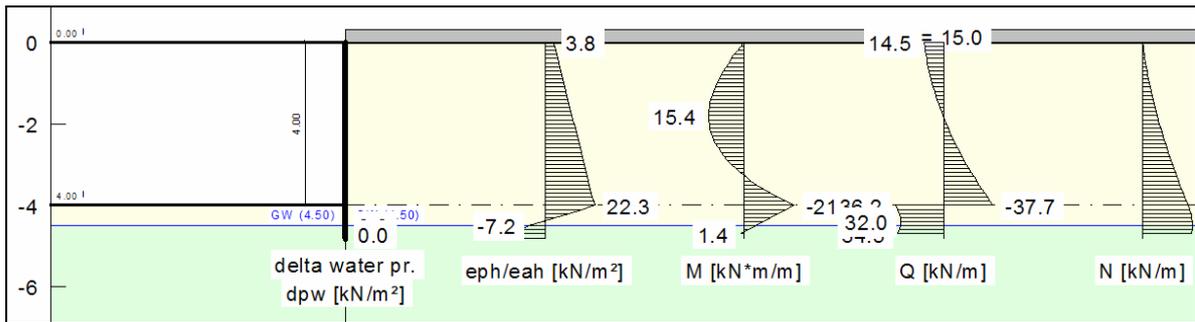


Figura 27 – Cortina com apoio no piso do térreo e do subsolo.

Considerando apoios no subsolo e no térreo os esforços seriam menores ainda, com comprimento da ficha de apenas 1m.

Desta forma, embora os momentos máximos mudassem de posição ao longo da cortina, estes são suportados pelo uso de área mínima de aço.

CAPITULO V – CONCLUSÃO

O primeiro aspecto de grande importância no projeto foi a possibilidade de utilizar dois métodos de cálculo diferentes e conseguir demonstrar que os mesmos tendem a resultados semelhantes. Destaca-se, desta forma, que a principal diferença está na simplicidade de modelagem, resolução e apresentação dos cálculos oferecidos pelo método analítico.

Com relação à obra a ser executada destaca-se a oportunidade de conhecer os diversos fatores a serem analisados, tanto na fase de viabilidade técnica quanto no acompanhamento de sua execução.

É também de grande importância o fato do empreendimento proposto neste projeto se fazer necessário em inúmeros casos, justificando, assim, os estudos e aprimoramentos na sua aplicação.

PLANTA DO PROJETO

BIBLIOGRAFIA

- ABNT – NBR 6118 – Projeto e execução de Obras de Concreto Armado
- ABNT – NBR 6122 – Projeto e execução de Fundações
- Alonso, U.R. – Exercícios de Fundações, Editora Edgard Blucher, 5ª Edição, São Paulo, 1987, 201p.
- Araújo, J.M. – Curso de Concreto Armado – Volume 1, Editora Dunas, 2ª Edição, 2003, Rio Grande, 222p.
- Araújo, J.M. – Curso de Concreto Armado – Volume 2, Editora Dunas, 2ª Edição, 2003, Rio Grande, 325p.
- Araújo, J.M. – Curso de Concreto Armado – Volume 3, Editora Dunas, 2ª Edição, 2003, Rio Grande, 244p.
- Boules, J.E. – Foundation Analysis and Design, The McGraw-Hill, 5ª Edição, New York, 1996, 1175p.
- Civilserve GGU – Manual GGU-Retain Version 4, Braunschweig, 2005, 114p.
- Coulomb, C.A., “Essai sur une application des règles de maximus e minimis à quelques problems de statique, relatifs à la architecture” – Memories de Mathematiques et de Physique, présentées à l’Academie Royale dès Sciences, Paris, 1776.
- Guidicini, G. e Nieble, C.M. – Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação, - Editora Edgard Blucher, 2ª Edição, São Paulo, 2003, 194p.
- Internet - <http://geotecnia.ufsc.br/portugues/novidades/normasgeotecnicas.html#estudo>
- Internet – www.brasfond.com.br
- Internet – www.clozironi.com.br
- Internet – www.dot.ca.gov/hg/esc/construction/construc.htm
- Internet – www.estacaraiz.com.br/estacas_raiz.html#
- Internet – www.facens.br/site/alunos/download/fund/
- Internet – www.nugeo.ufjf.br
- Internet – www.sopeengenharia.com.br
- Internet – www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/
- Internet – www.tecper.com.br/port/set_servicos.htm
- Internet – www.usp.br/fau/disciplinas/paginas/arquivos/pef_0522_aula3.pdf
- Moliterno, A., Caderno de Muros de Arrimo, Editora Edgard Blücher, 2ª Edição, São Paulo, 1994, 194p.
- Negro, A. e Ranzini, S.M.T., Fundações Teoria e Prática, Editora Pini, 2ª Edição, São Paulo, 1998, 751p.
- Rocha, A.M. – Concreto Armado, Editora Nobel, 19ª Edição, São Paulo, 1987, 416p.
- Schnaid, F. – Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações, Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2000, 189p.
- Velloso, D.A. e Lopes, F.R. Fundações – Volume 1. Editora COPPE/UFRJ, 3ª Edição, Rio de Janeiro, 2002, 290p.
- Velloso, D.A. e Lopes, F.R. Fundações – Volume 2. Editora COPPE/UFRJ, 1ª Edição, Rio de Janeiro, 2002, 472p.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – NBR 6118 – Projeto e execução de Obras de Concreto Armado

ABNT – NBR 6122 – Projeto e execução de Fundações

Alonso, U.R. – Exercícios de Fundações, Editora Edgard Blucher, 5ª Edição, São Paulo, 1987, 201p.

Boules, J.E. – Foundation Analysis and Design, The McGraw-Hill, 5ª Edição, New York, 1996, 1175p.

Civilserve GGU – Manual GGU-Retain Version 4, Braunschweig, 2005, 114p.

Guidicini, G. e Nieble, C.M. – Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação, - Editora Edgard Blucher, 2ª Edição, São Paulo, 1983, 194p.

Internet – www.brasfond.com.br

Internet – www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/

Negro, A. e Ranzini, S.M.T., Fundações Teoria e Prática, Editora Pini, 2ª Edição, São Paulo, 1998, 751p.

Rocha, A.M. – Concreto Armado, Editora Nobel, 19ª Edição, São Paulo, 1987, 416p.

APÊNDICE I – TABELA PARA DIMENSIONAMENTO A FLEXO-COMPRESSÃO DE SEÇÕES CIRCULARES

Cálculo de seções circulares sujeitas à flexão composta

Valores de ρ

| $\mu \backslash \nu$ | 0,0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,0 |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1,00 | 44,76 | 42,89 | 42,25 | 42,11 | 42,71 | 44,34 | 47,05 | 50,27 | 53,52 | 57,70 | 62,40 |
| 0,95 | 41,84 | 39,95 | 39,05 | 38,85 | 39,34 | 40,61 | 43,24 | 46,71 | 50,39 | 54,77 | 59,64 |
| 0,90 | 38,91 | 37,00 | 35,97 | 35,60 | 36,08 | 37,46 | 40,27 | 43,06 | 46,92 | 51,82 | 55,94 |
| 0,85 | 35,97 | 34,06 | 32,56 | 32,34 | 32,68 | 34,14 | 36,75 | 40,17 | 43,76 | 48,54 | 52,99 |
| 0,80 | 33,47 | 31,13 | 29,71 | 29,13 | 29,03 | 30,76 | 33,13 | 36,44 | 40,39 | 44,84 | 49,41 |
| 0,75 | 30,98 | 28,51 | 26,68 | 25,89 | 25,96 | 27,32 | 29,98 | 33,03 | 36,98 | 41,48 | 46,63 |
| 0,70 | 28,04 | 25,57 | 23,66 | 22,64 | 22,27 | 23,81 | 26,21 | 29,71 | 33,86 | 38,17 | 43,58 |
| 0,65 | 37,63 | 22,93 | 20,66 | 19,40 | 19,17 | 20,19 | 22,76 | 26,14 | 30,58 | 34,96 | 39,93 |
| 0,60 | 31,45 | 19,97 | 17,67 | 16,25 | 15,61 | 16,79 | 19,34 | 22,69 | 26,92 | 31,70 | 36,96 |
| 0,55 | 26,26 | 24,88 | 14,67 | 13,01 | 12,09 | 13,01 | 15,75 | 19,34 | 23,55 | 28,45 | 33,92 |
| 0,50 | 22,03 | 19,67 | 11,94 | 9,72 | 8,62 | 9,55 | 12,05 | 15,68 | 20,34 | 25,41 | 30,84 |
| 0,45 | 18,44 | 15,35 | 12,74 | 6,67 | 5,21 | 5,86 | 8,24 | 12,19 | 17,19 | 22,34 | 27,84 |
| 0,40 | 15,36 | 11,59 | 8,17 | 3,55 | 1,48 | 1,80 | 4,43 | 8,72 | 13,83 | 19,31 | 25,41 |
| 0,35 | 12,65 | 8,58 | 4,51 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,69 | 5,32 | 10,67 | 16,78 | 23,24 |
| 0,30 | 10,23 | 5,87 | 1,49 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,92 | 8,15 | 14,61 | 21,07 |
| 0,25 | 8,06 | 3,58 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 5,97 | 12,43 | 18,89 |
| 0,20 | 6,07 | 1,50 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 3,80 | 10,26 | 16,72 |

Fonte: Cálculo de Concreto Armado - Vol. 2; Anderson Moreira da Rocha (1987).

Fórmulas adimensionais:

$$\mu = \frac{Md}{r^3 f_{ck}}; \nu = \frac{Nd}{r^2 f_{ck}}$$

Cálculo da área

$$A_{s,total} = \rho r^2 f_{ck}$$

com ρ em %, r em cm e f_{ck} em t/cm².

