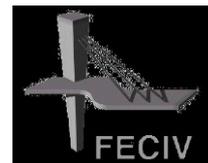




UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



PEDRO HENRIQUE COELHO GARCIA ROSA

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE COMPARATIVA DE
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM E SEM
ANCORAGEM**

UBERLÂNDIA

2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

PEDRO HENRIQUE COELHO GARCIA ROSA

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE COMPARATIVA DE
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM E SEM
ANCORAGEM**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial à conclusão do curso de graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) da Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

UBERLÂNDIA

2019

PEDRO HENRIQUE COELHO GARCIA ROSA

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE COMPARATIVA DE
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM E SEM
ANCORAGEM**

Uberlândia, _____ / _____ / _____

Banca de avaliação:

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

(Orientador)

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

(Examinador Interno)

Prof. Dr. Paulo Roberto Cabana Guterres

(Examinador Interno)

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado saúde e força para superar as dificuldades;

Aos meus pais Marco Túlio Rosa e Fabiana Garcia Coelho Rosa, pelo amor, incentivo e apoio incondicional;

Meus sinceros agradecimentos aos amigos e colegas que fizeram parte da minha formação, pelos conselhos que me deram e pelas histórias que vivemos;

A meu orientador Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia, pelo suporte, pelas suas correções e incentivos;

A esta universidade, seu corpo docente, direção, e administração pelos ensinamentos, pelo incentivo e por disponibilizar todos os recursos que necessitei para crescer profissionalmente.

RESUMO

Com o desenvolvimento das cidades houve uma aproximação significativa entre as edificações e, com isso, tornou-se necessário a execução de escavações com o intuito de prolongar as construções em pequenos espaços. Por esse motivo iniciou-se a elaboração e construção de estruturas que fossem capazes de assegurar a estabilidade do solo e manter a segurança previstas nessas localidades, as chamadas estruturas de contenção. Além de serem primordiais para escavações também são necessárias em qualquer obra que influencie nas propriedades e estabilidade do solo, tanto ao corta-lo mas também ao aterra-lo. Existem diversos tipos de estruturas de contenção: Muro de arrimo, muro gabião, cortinas, entre outros, sendo que cada tipo de contenção é executada perante situações variáveis, ou seja, dependendo do que se tem como objetivo, é realizado um estudo prévio para determinar o tipo de estrutura de contenção mais viável. Diante do que foi tratado anteriormente, este trabalho tem como objetivo dimensionar duas estruturas de contenção: uma cortina estaca-prancha em balanço e uma cortina estaca-prancha com um ponto de ancoragem. O trabalho em questão inicia-se fazendo uma revisão bibliográfica do tema de empuxos de terra e de métodos analíticos para calculá-los, apresenta-se o modelo analítico de Blum para dimensionar a estrutura em balanço e em seguida é mencionado o método *Free Earth Support* capaz de dimensionar a cortina ancorada. Na sequência é apresentado um estudo individual dos dois tipos de contenção previamente apresentados, com enfoque em uma situação onde ambas as alternativas foram empregadas. Ao fim do trabalho as estruturas de contenção foram comparadas.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correlações empíricas para estimativa de K_0 (MARAGON, 2018).....	22
Tabela 2 - Valores genéricos para o coeficiente de empuxo em repouso – K_0 (CAPUTO, 2017)	22
Tabela 3 - Tabela de custos	57

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Cortina estaca-prancha de aço (VARELA)	12
Figura 2 - Seções comuns de estacas-prancha metálicas: a) Perfil Z simples e combinado; b) Perfil U simples e combinado; c) Perfis AS (seção plana); d) Parede combinada de perfis Z e I (soldier wall) (adaptado de ARCELOR MITTAL, 2010).	13
Figura 3 - Modos de ruptura da cortina em balanço (BUDHU, 2017).....	14
Figura 4 - Posicionamento dos elementos de ancoragem: a) diagramas para a estimativa da capacidade de carga e b) afastamento da região de instabilidade (adaptado de CLAYTON et al., 2013).....	15
Figura 5 - Modos convencionais de ruptura das cortinas ancoradas: a) ruptura global, b)ruptura passiva, c) plastificação da seção, d), e) e f) ruptura do sistema de ancoragem (adaptado de USACE, 1994).....	16
Figura 6 - Comportamento e distribuições de tensão no solo (BODO & COLIN, 2017 apud GARCIA, 2019)	19
Figura 7 - Diagrama de tensões sobre a estrutura de contenção (GARCIA, 2019).....	20
Figura 8 - Estado ativo para solos granulares (GARCIA, 2019).....	23
Figura 9 - Estado passivo para solos granulares (GARCIA, 2019).....	24
Figura 10 - Interpretação por meio do Círculo de Mohr (CASO ATIVO) (GARCIA, 2019) .	25
Figura 11 - Interpretação por meio do Círculo de Mohr (CASO PASSIVO) (GARCIA, 2019)	25
Figura 12 - Teoria de Rankine para solos coesivos (ESTADO ATIVO) (GARCIA, 2019)	26
Figura 13 - Teoria de Rankine para solos coesivos (ESTADO PASSIVO) (GARCIA, 2019)	27
Figura 14 - Carregamento distribuído (BUDHU, 2017).....	27
Figura 15 - Cortina em balanço; (a) Deformada da parede; (b) Distribuição das pressões obtidas pelas teorias da elasticidade e plasticidade; (c) Diagrama simplificado (MARZIONNA et. Al. 1998).....	28
Figura 16 - Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima (adaptado de MARZIONNIA et. al 1998)	29
Figura 17 - Aproximação das distribuições de tensão na análise de muros de contenção flexíveis em balanço (adaptado de Padfield e Mair, 1984).	29
Figura 18 - Condições de terra livres para muros de contenção atirantados (adaptado de Padfield e Mair, 1984)	30
Figura 19 - Posição das placas de ancoragem (adaptado de BUDHU, 2017)	32

Figura 20 - Elementos básicos dos tirantes (ABNT, 2018).....	34
Figura 21 - Cortina em balanço	34
Figura 22 - Cortina com ponto de ancoragem	35
Figura 23 - Parâmetros de cálculo para cortina em balanço.....	35
Figura 24 - Parâmetros de cálculo para cortina ancorada.....	36
Figura 25 - Diagrama de pressões laterais para cortina em balanço	39
Figura 26 - Equações das tensões horizontais na cortina em balanço	40
Figura 27 - Diagrama de pressão lateral líquida.....	41
Figura 28 - Empuxo ativo na cortina em balanço.....	42
Figura 29 - Empuxo passivo na cortina em balanço.....	43
Figura 30 - Dimensões e esforços na cortina em balanço	47
Figura 31 - Vista em planta da cortina em balanço	47
Figura 32 - Vista em corte da cortina ancorada.....	48
Figura 33 - Empuxo ativo na cortina ancorada.....	48
Figura 34 - Empuxo passivo na cortina ancorada	49
Figura 35 - Diagrama de pressão no bloco de ancoragem.....	52
Figura 36 - Tensões líquidas no bloco de concreto	52
Figura 37 - Sistemas GEWI e GEWI plus (DSI).....	54
Figura 38 - Comprimento de ancoragem mínimo	55
Figura 39 - Cortina ancorada em corte	55
Figura 40 - Cortina ancorada em planta	56

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Cortina de estaca-prancha em balanço	13
1.2 Cortina de estaca-prancha com um ponto de ancoragem.....	14
2 OBJETIVOS	18
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
3.1 Empuxo de terra	19
3.1.1 Teoria da elasticidade	19
3.1.2 Empuxo no repouso	21
3.1.3 Empuxo Ativo	22
3.1.4 Empuxo Passivo	23
3.1.5 Teoria de Rankine.....	24
3.2 Sobrecargas	27
3.3 Método Analítico de Blum	28
3.4 Free earth support.....	30
3.5 Tirantes ancorados no terreno	32
4 SITUAÇÕES DE CÁLCULO	34
5 PARÂMETROS DE CÁLCULO	35
6 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO DAS CONTENÇÕES.....	37
6.1 Cortina de estaca-prancha em solo homogêneo em balanço	37
6.1.1 Estado Ativo	38
6.1.2 Estado Passivo	38
6.1.3 Diagrama de pressões laterais.....	39
6.1.4 Método de Blum	39
6.1.5 Empuxos atuantes	42
6.1.6 Comprimento da ficha mínima	44
6.1.7 Comprimento da ficha de projeto	44
6.1.8 Contra empuxo	44
6.1.9 Momento máximo	45

6.1.10 Ruptura por flexão	46
6.1.11 Estrutura projetada.....	47
6.2 Cortina de estaca-prancha em solo homogêneo com um ponto de ancoragem	48
6.2.1 Empuxos atuantes	48
6.2.2 Comprimento da ficha mínima	50
6.2.3 Força no tirante	51
6.2.4 Capacidade do bloco de ancoragem	51
6.2.5 Verificação do tirante	53
6.2.6 Espaçamento entre os tirantes.....	53
6.2.7 Distância mínima.....	53
6.2.8 Tirante e o sistema de ancoragem.....	54
6.2.9 Estrutura projetada.....	55
7 ANÁLISE COMPARATIVA	56
8 CONCLUSÃO.....	57
9 REFERÊNCIAS	59
ANEXOS	60
Anexo A: Graus de aço (ANCELOR MITAL)	60
Anexo B: Propriedades da seção GCU 9-600 (ANCELOR MITTAL).....	61
Anexo C: Propriedades dos sistemas GEWI e GWEI Plus (DYWIDAG)	62
Anexo D: Cargas de trabalho para ancoragem do terreno – Norma NBR 5629 (DYWIDAG)	63
Anexo E: Componentes do sistema (DYWIDAG)	64

1 INTRODUÇÃO

A construção de estruturas é diretamente influenciada pelas leis naturais, algo visível quando são feitas modificações no terreno. A mudança do solo natural gera instabilidades e por esse motivo é de grande importância a construção de estruturas de contenção. Há vários tipos de estruturas com a função de conter o deslocamento do solo, sendo que a escolha da técnica construtiva mais viável depende de um processo de estudos prévios.

Para a escolha da solução construtiva mais viável divide-se o processo em seis etapas, é necessário previamente elaborar o levantamento de dados geológicos, geotécnicos, topográficos da região, as possíveis interferências, produzir as alternativas, selecionar as melhores opções previamente elaboradas, elaborar o detalhamento das alternativas, realizar o levantamento de custos e por fim comparar e definir a alternativa mais viável (RANZINI STELVIO, 1998).

O trabalho consiste no dimensionamento de estruturas de contenção flexível. Sobre a importância do significado desse tipo de estrutura: *“os muros de contenção flexíveis têm uma grande variedade de aplicações. Eles são frequentemente utilizados como apoios temporários para escavações e como apoios permanentes para conter o solo e a água.”*(BUDHU, 2017).

Um exemplo de estrutura de contenção flexível são as cortinas. São estruturas de contenção que consistem em executar sucessivas estacas no terreno natural, para a formação de uma cortina que garantirá a estabilidade do solo, tornando possível a escavação. O método executivo pode ser realizado por meio de cravação dos elementos pré-moldados, ou pela perfuração e concretagem no local.

As cortinas possuem as estacas como elementos principais, que são executadas ou posicionadas no interior do solo, antes da escavação do terreno. Elas apresentam pequenos deslocamentos e são destinadas a oferecer esforço contrário aos empuxos e tensões geradas em decorrência da alteração do equilíbrio do sistema, provocada pela escavação ou corte do solo.

Para compreender o comportamento técnico das cortinas, este trabalho tem o objetivo de dimensionar duas cortinas de estaca-prancha de aço, uma em balanço e a segunda com um ponto de ancoragem (bloco de concreto). As estacas-prancha (Figura 1) são cortinas de contenção formadas por perfis, geralmente metálicos e estruturas laminares, com conexões em suas bordas justapostas, ou seja, com engastes laterais que admitem a acoplagem de vários destes criando paredes contínuas e resistentes aos movimentos do solo e da água, permitindo a formação de

uma cortina que quando cravada no terreno serve de contenção vertical. A respeito do material utilizado, o aço é o material mais vantajoso devido a maior relação resistência-peso, tratamentos anticorrosivos mais convencionais, possibilidade de reutilização de perfis e facilidade de ajuste no comprimento da estaca-prancha sem perda de material (BOWLES, 1977).



Figura 1 - Cortina estaca-prancha de aço (VARELA)

A Figura 2 apresenta algumas seções comuns de estacas-prancha de aço disponibilizadas pelo fabricante Arcelor Mittal (ARCELOR MITTAL, 2010).

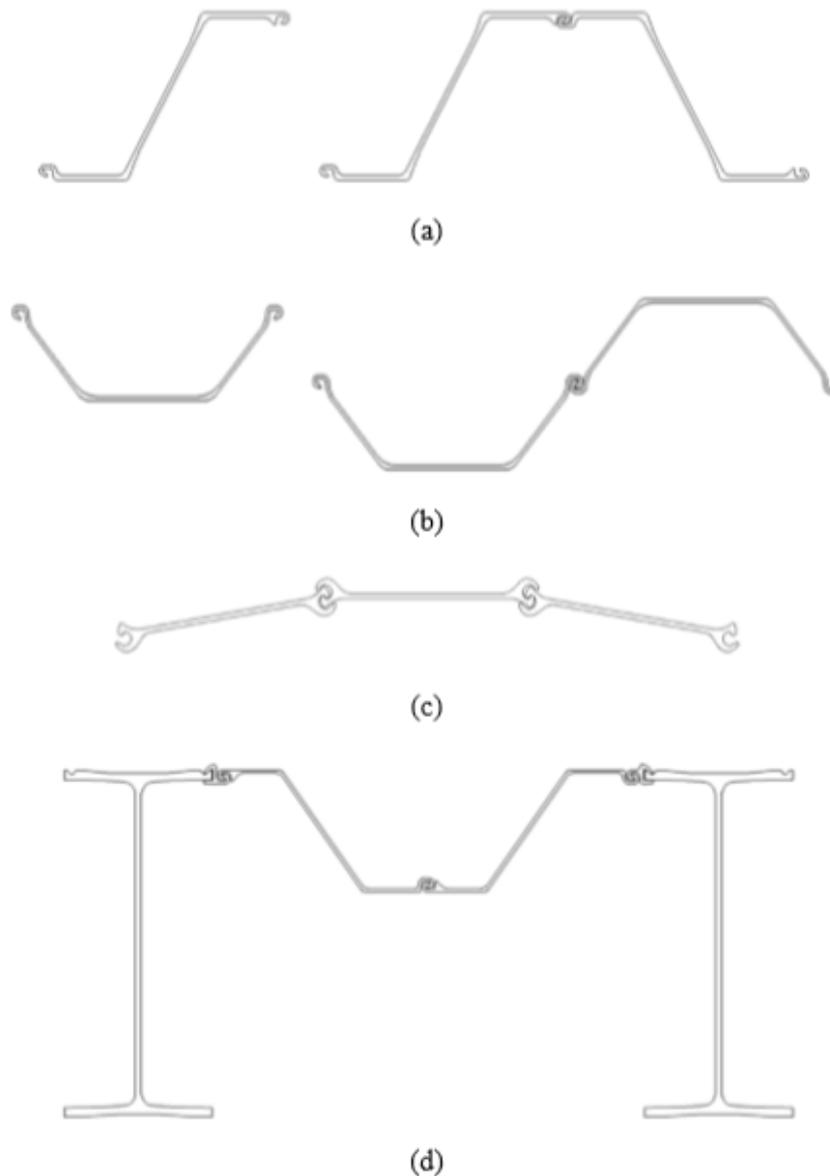


Figura 2 - Seções comuns de estacas-prancha metálicas: a) Perfil Z simples e combinado; b) Perfil U simples e combinado; c) Perfis AS (seção plana); d) Parede combinada de perfis Z e I (soldier wall) (adaptado de ARCELOR MITTAL, 2010).

1.1 Cortina de estaca-prancha em balanço

As cortinas de contenção em balanço executadas com estacas-prancha dependem da resistência passiva do solo para sua estabilidade; essa estabilidade deve satisfazer as verificações de tombamento e deslocamento horizontal.

O dimensionamento de cortinas em balanço é realizado mediante a aplicação do método de *Blum*, que será mostrado e detalhado na seção 3.3, sendo que o objetivo central para o dimensionamento da cortina em balanço é a determinação do comprimento de embutimento da estrutura. Analisa-se as seguintes verificações: ruptura por flexão (Figura 3-a) e rotação próxima a base (Figura 3-b), Tais verificações são ilustradas na Figura 3.

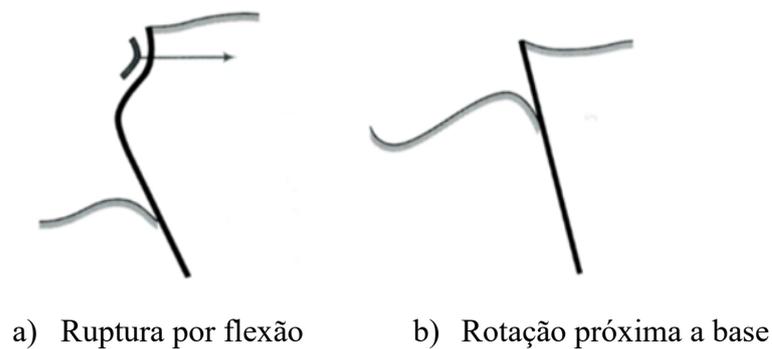


Figura 3 - Modos de ruptura da cortina em balanço (BUDHU, 2017)

1.2 Cortina de estaca-prancha com um ponto de ancoragem

Os sistemas tradicionais de ancoragem das cortinas flexíveis utilizam, como elementos de transferência de esforço para o solo, blocos ou vigas moldadas *in loco* e embutidos no solo, estacas cravadas solicitadas à tração ou por esforço lateral, ancoragem em estruturas existentes, lajes de atrito e linhas de estacas – prancha.

O posicionamento dos elementos de ancoragem é de suma importância. Esses elementos precisam ser alocados suficientemente afastados da cortina tanto para a garantia da sua própria capacidade de carga, como para a manutenção da estabilidade global da estrutura (Figura 4).

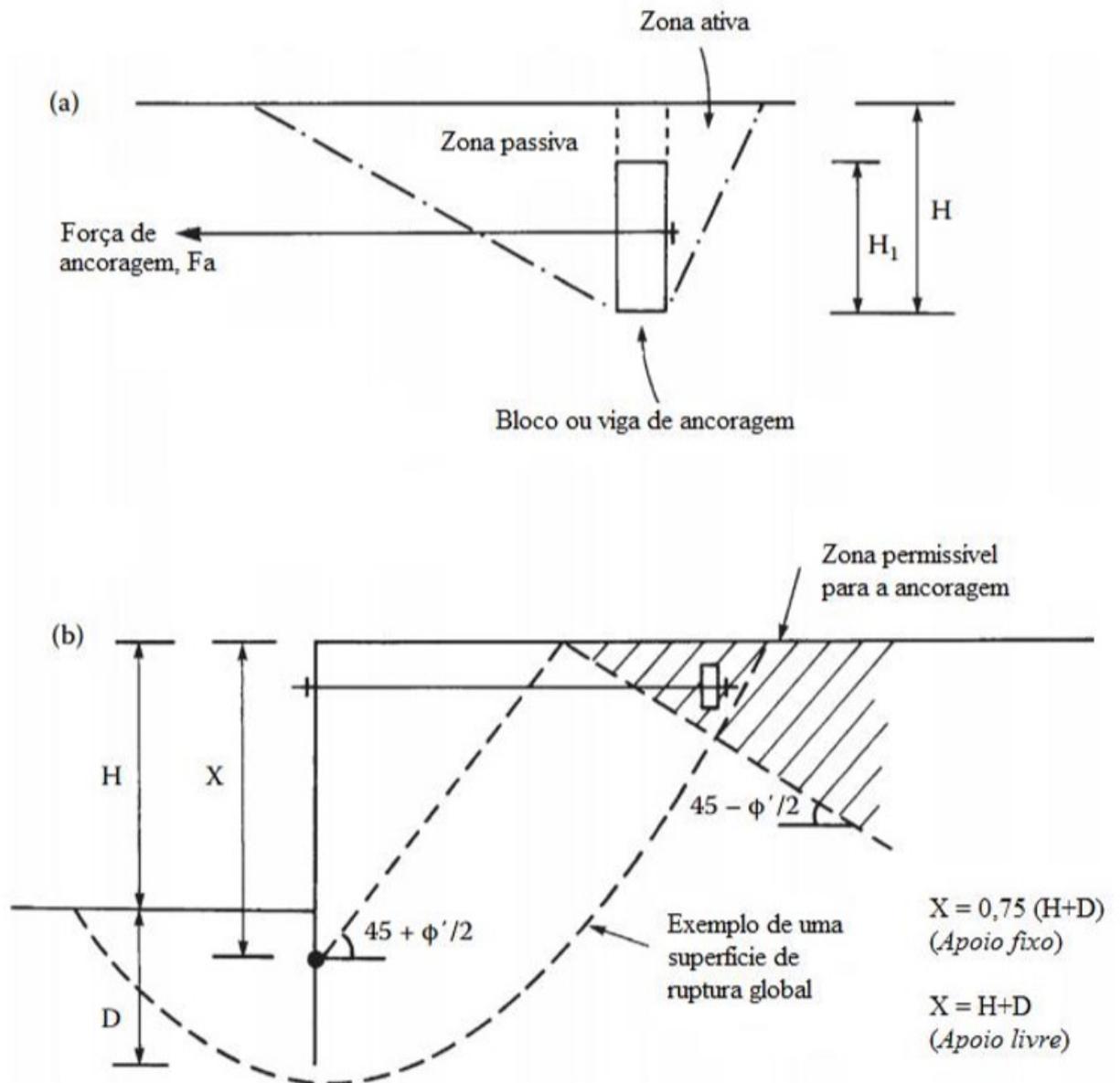


Figura 4 - Posicionamento dos elementos de ancoragem: a) diagramas para a estimativa da capacidade de carga e b) afastamento da região de instabilidade (adaptado de CLAYTON et al., 2013)

Os modos de ruptura, também denominados *estados limites últimos*, convencionais para as cortinas flexíveis com um ponto de ancoragem são ilustrados na Figura 5.

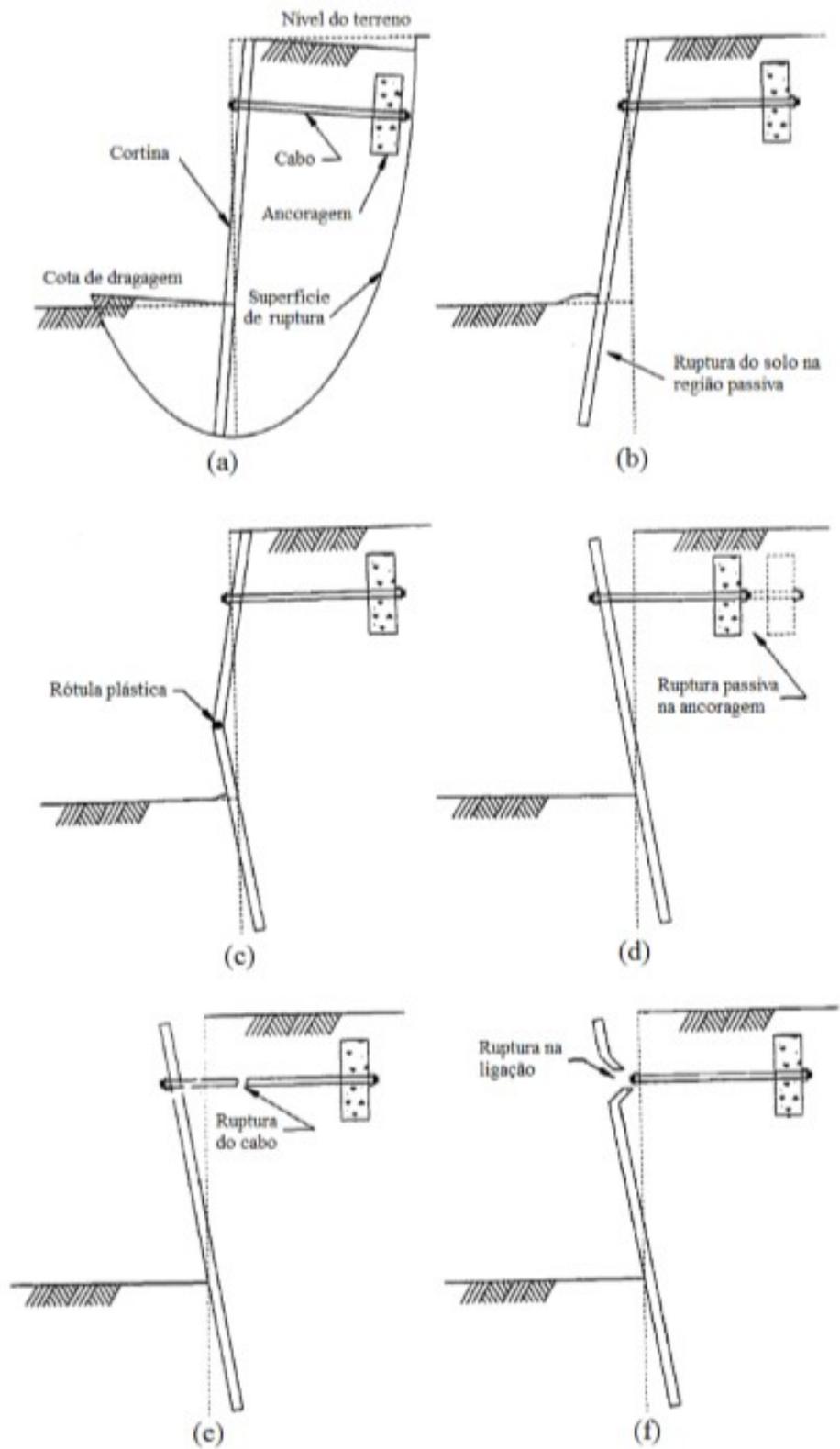


Figura 5 - Modos convencionais de ruptura das cortinas ancoradas: a) ruptura global, b) ruptura passiva, c) plastificação da seção, d), e) e f) ruptura do sistema de ancoragem (adaptado de USACE, 1994)

A ruptura generalizada é caracterizada por um movimento rotacional englobando toda a massa de solo na qual está contida a estrutura (Figura 5-a), não sendo passível de ser remediada simplesmente pelo acréscimo de ficha ou pelo reposicionamento das ancoragens e carecendo de análise de estabilidade via métodos convencionais geotécnicos podem favorecer a ocorrência desse tipo de colapso, como é o caso da existência de camadas de solo mole abaixo da ficha.

Pressões laterais exercidas pelo solo e pela água podem provocar rotação de corpo rígido da estrutura (em torno da região do pé, nas cortinas em balanço, ou do nível de ancoragem, nas cortinas ancoradas – figura 5-b), sendo este modo passível de prevenção por meio de dimensionamento adequado do comprimento da ficha.

Caso os momentos fletores atuantes na cortina excedam a capacidade resistente da mesma, tem-se a formação de rótula plástica na seção (Figura 5-c). Este modo de ruptura está associado a uma grande deformação da cortina com comprometimento da funcionalidade das instalações associadas à contenção, todavia não necessariamente com uma ruptura catastrófica.

Quanto à ruptura do sistema de ancoragem, esta pode se dar com a ruptura do solo na região de ancoragem por insuficiência de resistência passiva (figura 5-d) e pela falha estrutural dos componentes do sistema – tirantes ou ligações.

2 OBJETIVOS

O objetivo desse trabalho é elaborar uma análise comparativa, técnica e orçamentária, entre duas estruturas de contenção flexíveis com 15 metros de extensão, uma cortina de estaca-prancha metálica em balanço e uma com um ponto de ancoragem, determinando por meio de situações de cálculo a viabilidade de ambas soluções.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Empuxo de terra

O esforço produzido pelo solo sobre as estruturas com ele em contato é chamado de empuxo de terra. A determinação da magnitude do empuxo é fundamental para a análise técnica das estruturas de contenções, são compreendidos como os esforços laterais que geram pressões na estrutura em contato. Para a determinação da intensidade do empuxo é necessário o estudo da sobrecarga, do peso de solo e da pressão neutra (Figura 6) atuantes na estrutura em análise.

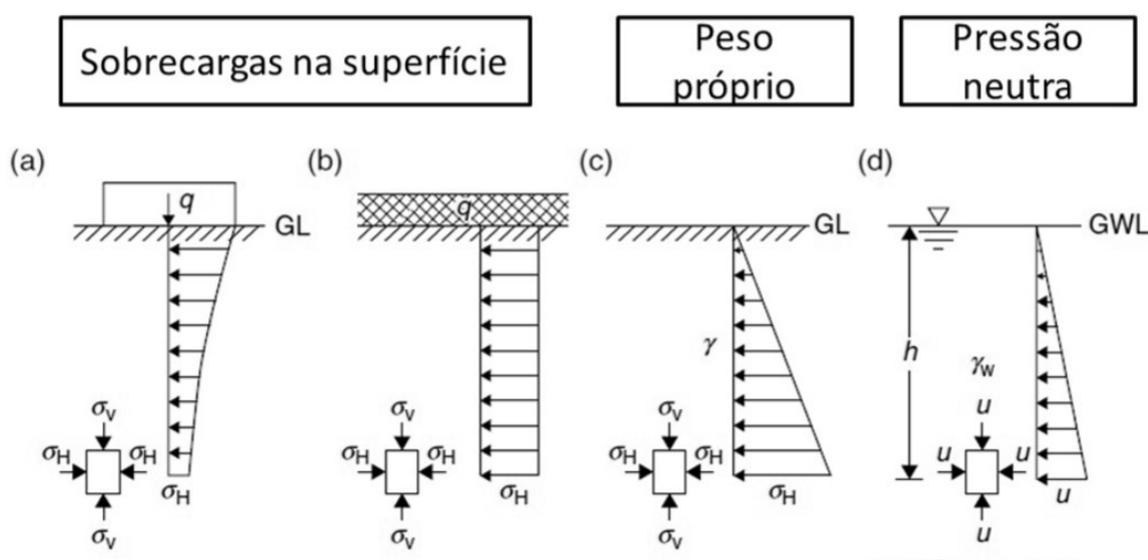


Figura 6 - Comportamento e distribuições de tensão no solo (BODO & COLIN, 2017 apud GARCIA, 2019)

Existem alguns processos teóricos que determinam as aplicações do empuxo de terra sobre estruturas de contenção, essas teorias serão mostradas e exemplificadas no decorrer do texto, o estudo desenvolvido foi baseado na teoria da elasticidade e na teoria de Rankine.

3.1.1 Teoria da elasticidade

A teoria da elasticidade remete à relação entre tensão e deformação quando um determinado material, neste caso, o solo, é submetido a uma pressão de compressão (peso e/ou sobrecarga). Por meios de ensaios em laboratório é possível determinar o módulo de elasticidade do material e suas respectivas deformações, em função desses dois parâmetros verifica-se existir, uma proporcionalidade entre a tensão vertical (σ_v) e a tensão horizontal (σ_h), o material recebe o

esforço, absorve-o e se deforma segundo suas características elásticas. Diante deste princípio, qualquer valor de tensão horizontal será calculado em função da tensão vertical (Eq. 1).

$$\sigma'_{h} = K \cdot \sigma'_{v} \quad \text{Eq. 1}$$

Onde,

σ'_{h} é igual a tensão horizontal efetiva;

σ'_{v} é igual a tensão vertical efetiva;

K é igual ao coeficiente de empuxo do solo.

Caso se desloque um volume de massa de solo homogêneo, com uma única camada, sem nível de água, com o terrapleno horizontal ($i = 0$) tem-se um diagrama de tensões linear, função do coeficiente de empuxo (K) (Figura 7).

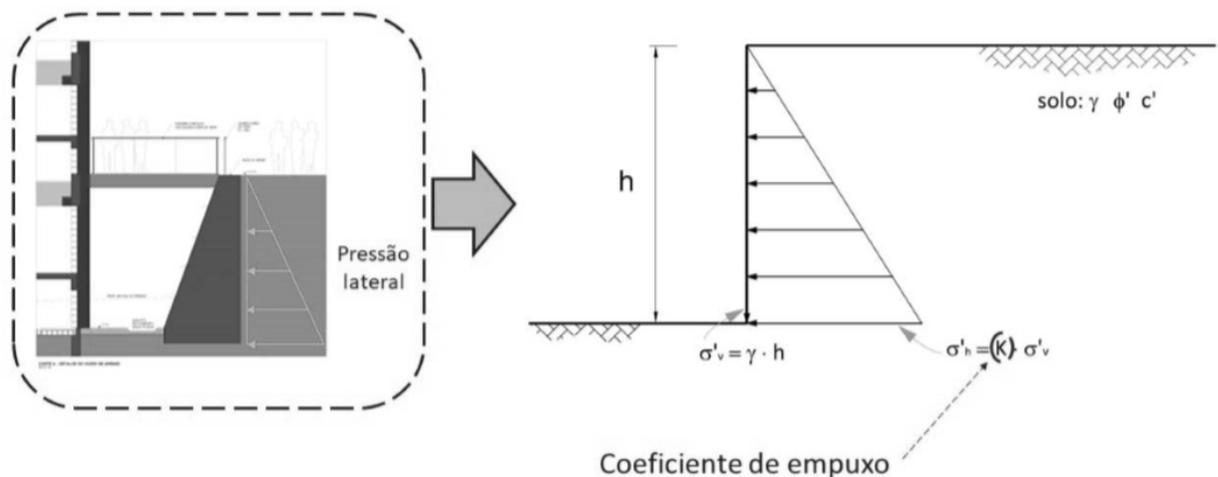


Figura 7 - Diagrama de tensões sobre a estrutura de contenção (GARCIA, 2019)

Traçando-se o diagrama de pressões horizontais ou pressões laterais que agem sobre o plano, é possível calcular a resultante deste esforço horizontal que é chamado de empuxo, o qual corresponde a área do diagrama de pressões horizontais e age no centro de gravidade do mesmo (isto é, no terço inferior de sua altura) (Eq. 2).

$$Empuxo = \int_0^h \sigma_H \cdot dh = \int_0^h K \cdot \sigma_v \cdot dh = \int_0^h K \cdot \gamma \cdot h \cdot dh = K \cdot \gamma \cdot \int_0^h h \cdot dh$$

$$Empuxo = K \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot h^2 \quad \text{Eq. 2}$$

Onde, γ é igual ao peso específico do solo.

3.1.2 Empuxo no repouso

É a condição em que o plano de contenção não se movimentar. Nesse tipo de empuxo ocorre um equilíbrio perfeito no qual o maciço terroso mantém-se estável, ou seja, sem nenhuma deformação na estrutura do solo, isto é, está em equilíbrio elástico. Considerando-se uma massa de solo a uma profundidade h do terrapleno a pressão lateral que o solo exerce nesta profundidade é dada pela expressão abaixo (Eq. 3):

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad \text{Eq. 3}$$

Onde K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso.

A determinação de K_0 pode ser feita a partir da teoria da elasticidade, por correlações empíricas, ensaios de laboratório e ensaios de campo. No entanto, a sua determinação exata torna-se difícil principalmente por dois fatores: alteração do estado inicial de tensões e amolgamento, provocados pela introdução do sistema de medidas. Estes dois fatores também influenciam o comportamento de amostras utilizadas em ensaios de laboratório.

Pela teoria da elasticidade o valor de K_0 é determinado em função do coeficiente de Poisson

(μ): $K_0 = \frac{\mu}{(1-\mu)}$. Diversas expressões foram propostas na literatura para estimativa de K_0 ,

conforme apresentado na Tabela 1. Estas proposições valem para solos sedimentares. Solos residuais e solos que sofreram transformações pedológicas posteriores, apresentam tensões horizontais que dependem das tensões internas da rocha ou do processo de evolução sofrido. Nestes solos o valor de K_0 é muito difícil de ser obtido.

Tabela 1 - Correlações empíricas para estimativa de K_0 (MARAGON, 2018)

Equação	Utilização	Autor
$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi')$	Areias	Jaky (1944) Expressão simplificada
$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \text{sen } \varphi'\right) \cdot \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'}$	Argilas normalmente adensadas (Bishop, 1958)	Jaky (1944) Expressão original
$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \cdot (\text{OCR})^{\text{sen } \varphi'}$	Argilas pré-adensadas	Extensão da fórmula de Jaki (1944)
$K_0 = 0,5 (\text{OCR})^{0,5}$		Extensão da fórmula de Jaki (1944) Expressão simplificada ($\varphi = 30^\circ$)
$K_0 = (0,95 - \text{sen } \varphi')$	Argilas normalmente adensadas	Brooker Ireland (1965)
$K_0 = 0,19 + 0,233 \cdot \log (\text{IP})$	Argilas normalmente adensadas	Alpan (1967)

Sendo: φ' = ângulo de atrito efetivo, OCR = razão de pré-adensamento, IP = índice de plasticidade (em %)

Caputo e Caputo (2017) sugerem, de uma forma genérica, os valores para K_0 apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores genéricos para o coeficiente de empuxo em repouso – K_0 (CAPUTO, 2017)

Solo	K_0
argila	0,70 a 0,75
Areia solta	0,45 a 0,50
Areia compacta	0,40 a 0,45

3.1.3 Empuxo Ativo

No empuxo ativo a estrutura se movimenta para fora do terrapleno, o coeficiente de empuxo ativo (K_a) é a razão entre as tensões principais efetivas horizontais e verticais quando uma estrutura de contenção se afasta (um pouco) de uma contenção de solo (BUDHU, 2017).

O solo sofre uma distensão ao reagir contra esta ação de afastamento do plano interno da estrutura de contenção, provocando na massa uma resistência ao longo do possível plano de escorregamento. O desenvolvimento da resistência ao cisalhamento alivia, até certo ponto, a ação do solo sobre o parâmetro interno da estrutura.

Este plano de ruptura faz um ângulo Θ com o traço do plano principal maior, caracterizando um estado de tensões limitando-se com a superfície do o terrapleno e com o parâmetro interno da estrutura, formando assim uma região que é denominada cunha instável. Esta cunha está passível de movimento, portanto, nessa região o equilíbrio é plástico. Neste caso o solo foi

ativado em sua resistência interna, sendo chamado de estado ativo de equilíbrio. Para solos granulares a representação do estado ativo de equilíbrio é ilustrada na Figura 8.

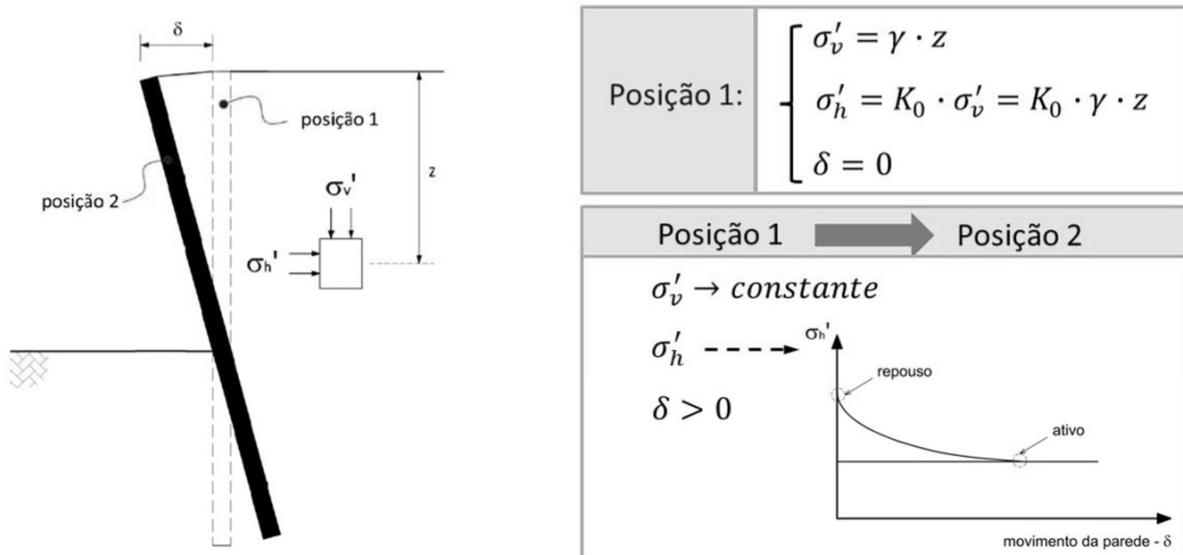


Figura 8 - Estado ativo para solos granulares (GARCIA, 2019)

3.1.4 Empuxo Passivo

No empuxo passivo a estrutura de contenção se desloca contra o terrapleno. O solo é comprimido pela estrutura, sofre uma compressão na cunha instável, gerando, ao longo do plano de ruptura, uma reação ao “arrastamento”, ou seja, de resistência ao cisalhamento. O movimento do parâmetro interno contra a massa de solo, tentando deslocá-la, provoca o surgimento de uma movimentação, que menor seja, terá que vencer essa resistência deslocando o peso da massa na região abrangida pela cunha.

De maneira similar, a cunha instável é limitada pelo plano de ruptura que faz um ângulo Θ com o eixo do plano principal maior, pela superfície do terrapleno e pelo parâmetro interno da estrutura de contenção, que limita a massa de solo responsável por uma compressão no sentido horizontal gerando essa situação particular de equilíbrio.

A ação do solo será passiva ao movimento sendo a situação de equilíbrio chamado de Estado Passivo de Equilíbrio, solicitação em que a estrutura recebe todo esforço decorrente da ação passiva do solo em relação ao movimento.

Para solos granulares a representação do estado ativo de equilíbrio é ilustrada na Figura 9.

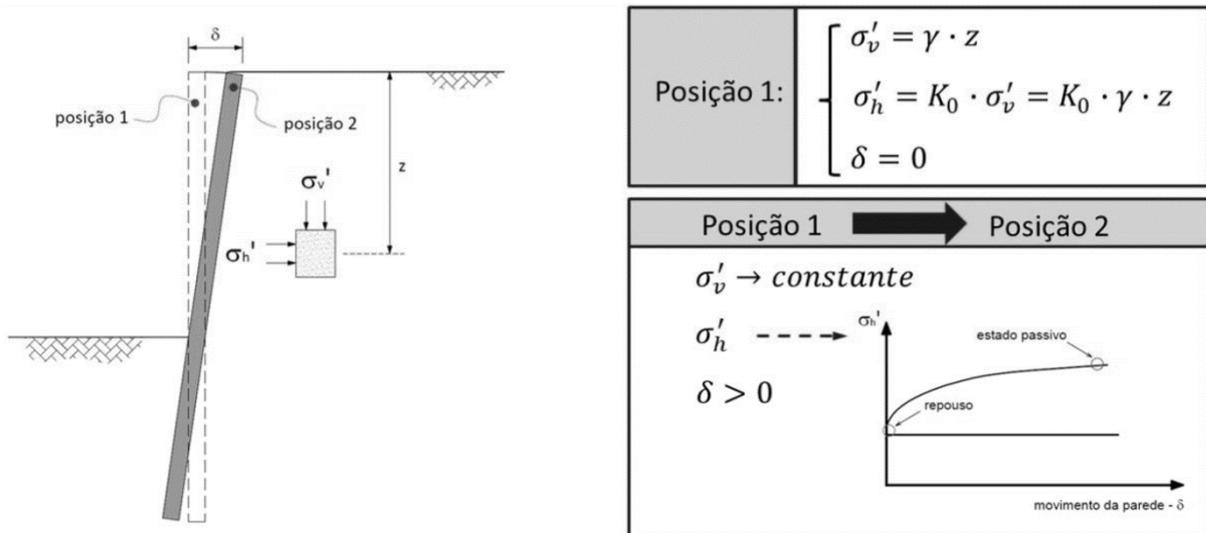


Figura 9 - Estado passivo para solos granulares (GARCIA, 2019)

3.1.5 Teoria de Rankine

A análise de Rankine apoia-se nas equações de equilíbrio interno do maciço. Estas equações são definidas para um elemento infinitesimal do meio e estendida a toda massa plastificada através de integração.

Este teorema defende, em primeiro lugar, o equilíbrio entre os campos de tensão externos e internos que se estabelecem sobre a cunha plastificada. As tensões externas são motivadas por solicitações aplicadas na superfície do terreno ou pela ação do peso próprio da cunha. As solicitações internas são as reações que se desenvolvem na cunha, como consequência das solicitações externas. Num segundo aspecto, há o critério da resistência, ou seja, suponha-se que não há nenhum ponto desta cunha um estado de tensão capaz de levá-la, nem mesmo numa zona localizada, à condição de ruptura.

Estas duas exigências implicam uma condição de iminência de plastificação, ou seja, estado ativo ou passivo. Elas podem ser representadas, neste caso, graficamente num plano $\sigma \times \tau$, por círculos de Mohr que tangenciam as envoltórias de ruptura, pois o círculo de Mohr é a representação gráfica das condições de equilíbrio em torno de um ponto. As condições de iminência de ruptura, nos casos ativo e passivo, são designadas neste plano pelos pontos da envoltória de resistência.

Quando o muro é rotacionado a tensão vertical não será alterada em qualquer elemento, mas a tensão efetiva horizontal sim. No caso ativo, nesta situação, sendo ϕ' o ângulo de atrito interno

do solo, parâmetro importante na medida em que se estabelece um ângulo limite do deslizamento entre as partículas do solo o elemento atingiria o estado de ruptura com a diminuição da tensão efetiva horizontal σ'_h (Figura 10).

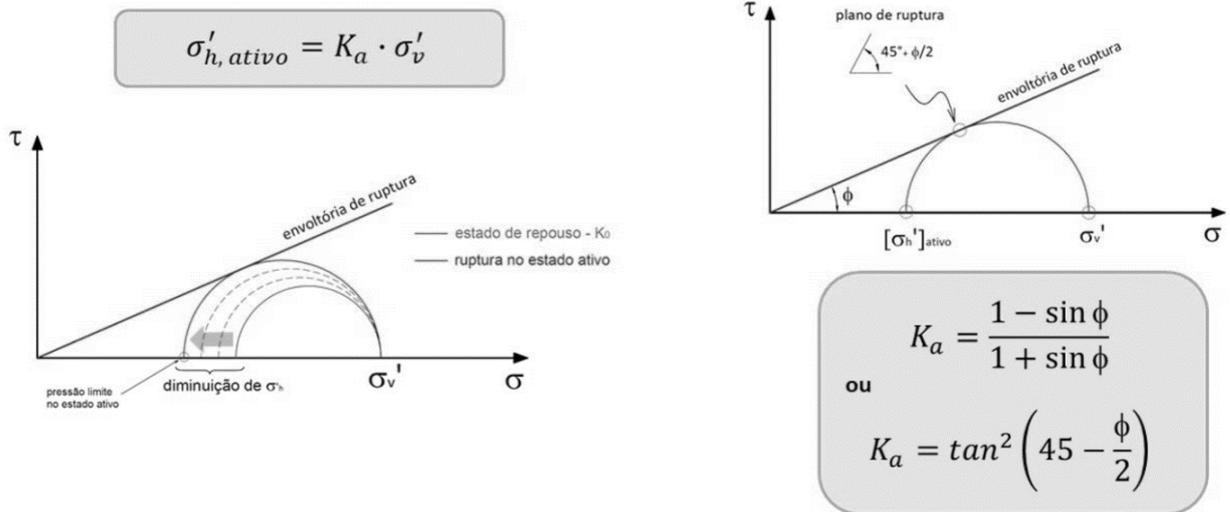


Figura 10 - Interpretação por meio do Círculo de Mohr (CASO ATIVO) (GARCIA, 2019)

No caso passivo, nesta mesma situação, o elemento atingiria o estado de ruptura com o aumento da tensão efetiva horizontal σ'_h (Figura 11).

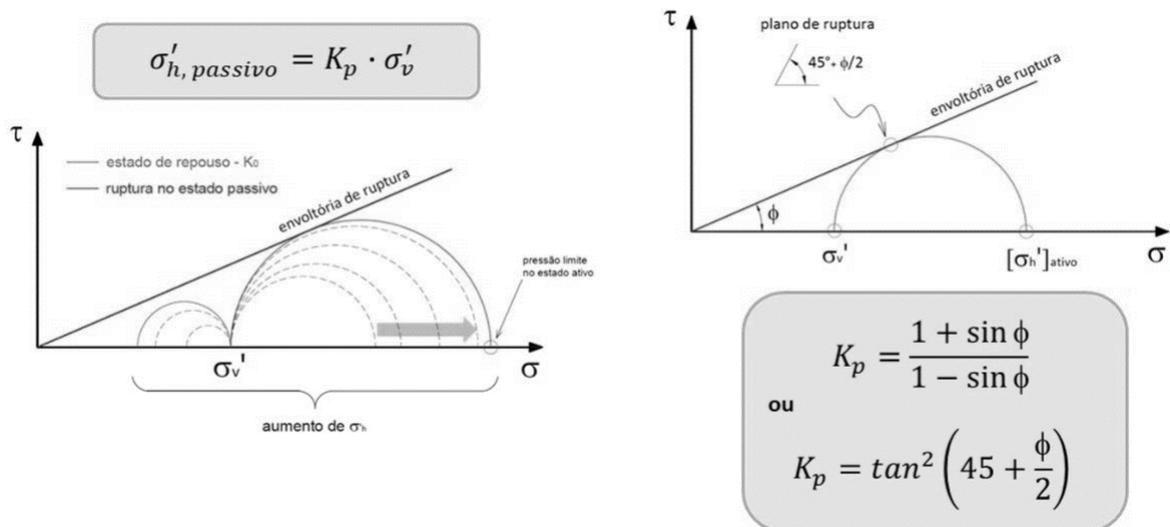


Figura 11 - Interpretação por meio do Círculo de Mohr (CASO PASSIVO) (GARCIA, 2019)

A solução de Rankine (1856), estabelecida para solos granulares e entendida por Rèsal (1910) a solos com coesão, constitui a primeira contribuição ao estudo das condições de equilíbrio

limite dos maciços, tendo em conta as equações de equilíbrio interno do solo; em razão disso, estas condições são conhecidas como estados de plastificação de Rankine.

O método de Rankine, que consiste na integração, ao longo de altura do elemento de suporte, das tensões horizontais atuantes, calculadas a partir do sistema de equações estabelecidas para o maciço, fundamenta-se nas seguintes hipóteses:

- Maciço homogêneo de extensão infinita e de superfície plana (horizontal);
- Maciço nos estados de plastificação de Rankine.

Embora, teoricamente a solução de Rankine seja válida para muro de parede vertical, perfeitamente lisa, que é quando se atingem os estados de plastificação de Rankine (superfície de escorregamento fazendo um ângulo igual a $(45 + \phi/2)$ ou $(45 - \phi/2)$ com o plano principal maior, para as condições ativa e passiva, respectivamente, ela é entendida também aos casos em que o terraplano faz um ângulo β com a vertical.

A presença do atrito ou de adesão na interface gera tensões tangenciais que contribuem para resistir ao deslocamento da cunha plastificada; no caso ativo o empuxo será subestimado (Figura 12) e no caso passivo, superestimado (Figura 13).

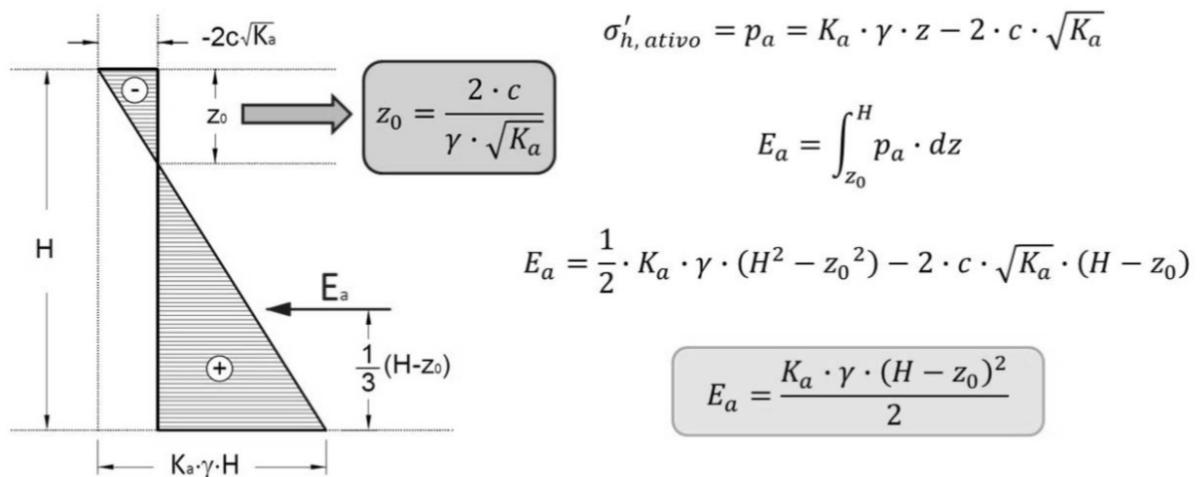


Figura 12 - Teoria de Rankine para solos coesivos (ESTADO ATIVO) (GARCIA, 2019)

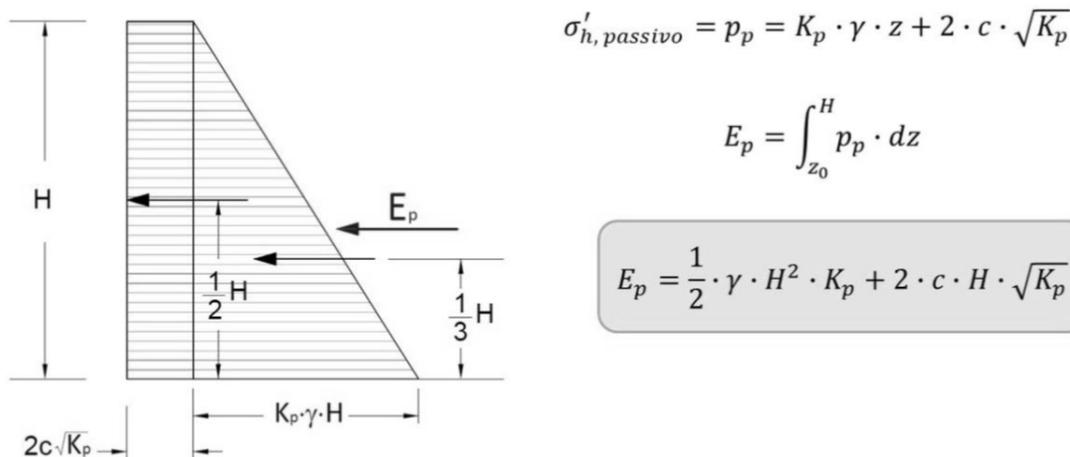


Figura 13 - Teoria de Rankine para solos coesivos (ESTADO PASSIVO) (GARCIA, 2019)

3.2 Sobrecargas

As sobrecargas (tensões de superfície) também impõem empuxos de terra sobre muros de contenção. A sobrecarga uniforme q_s , transmite um empuxo de terra ativo uniforme $k_a \times q_s$ e um empuxo de terra passivo uniforme de $k_p \times q_s$ (Figura 14).

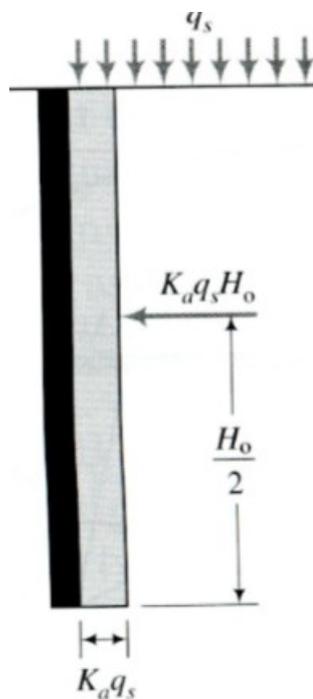


Figura 14 - Carregamento distribuído (BUDHU, 2017)

Os empuxos de terra ativos e passivos devido ao solo, a água subterrânea e às sobrecargas uniformes são então

$$(\sigma_h)_a = K_a \times \sigma_v + K_a \times q_s + (u)_a \quad \text{Eq. 4}$$

$$(\sigma_h)_p = K_p \times \sigma_v + K_p \times q_s + (u)_p \quad \text{Eq. 5}$$

Em que u é a pressão hidrostática (poropressão) e os subscritos a e p significam estados ativo e passivo, respectivamente.

3.3 Método Analítico de *Blum*

Para o cálculo de cortinas em balanço existem vários métodos analíticos, o método escolhido para o dimensionamento neste trabalho foi o método de *Blum* (1931) o qual considera a mobilização do empuxo ativo e o empuxo passivo abaixo da escavação. Na análise de cortinas em balanço, sobre a região de embutimento ou ficha, há a presença do empuxo ativo e passivo na mesma direção entretanto em sentidos opostos e portanto há uma diminuição do empuxo passivo em relação ao empuxo ativo, *Blum* (1931) elaborou um procedimento teórico em que considera um diagrama simplificado (Figura 15-c e Figura 16) capaz de solucionar esta situação e encontrar o valor da ficha mínima, que para cortinas em balanço é o principal objetivo do dimensionamento.

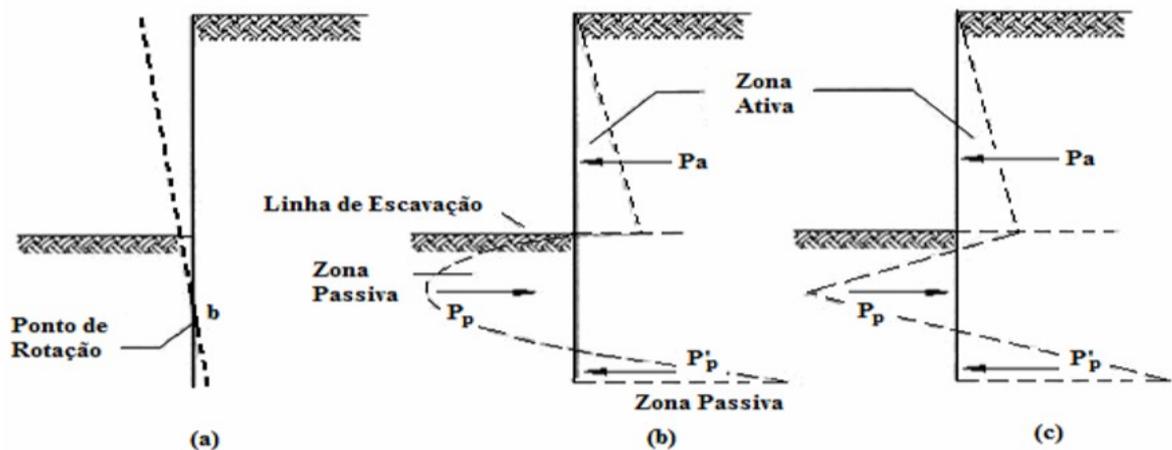


Figura 15 - Cortina em balanço; (a) Deformada da parede; (b) Distribuição das pressões obtidas pelas teorias da elasticidade e plasticidade; (c) Diagrama simplificado (MARZIONNA et. Al. 1998)

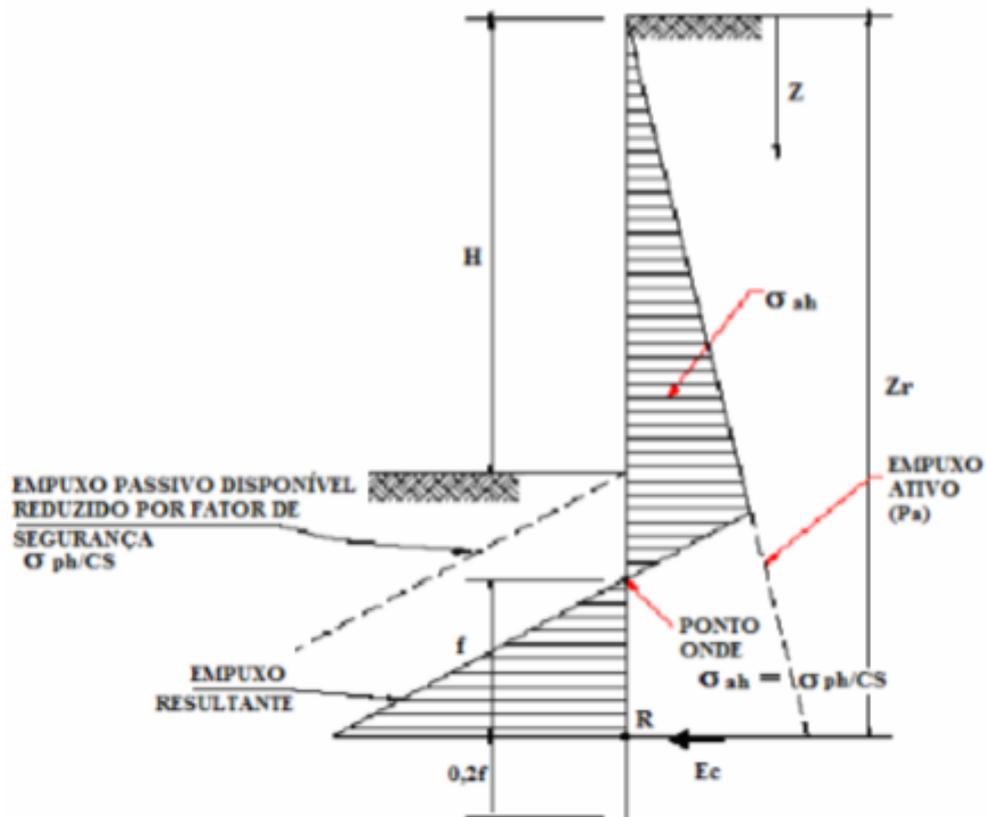


Figura 16 - Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima (adaptado de MARZIONNIA et. al 1998)

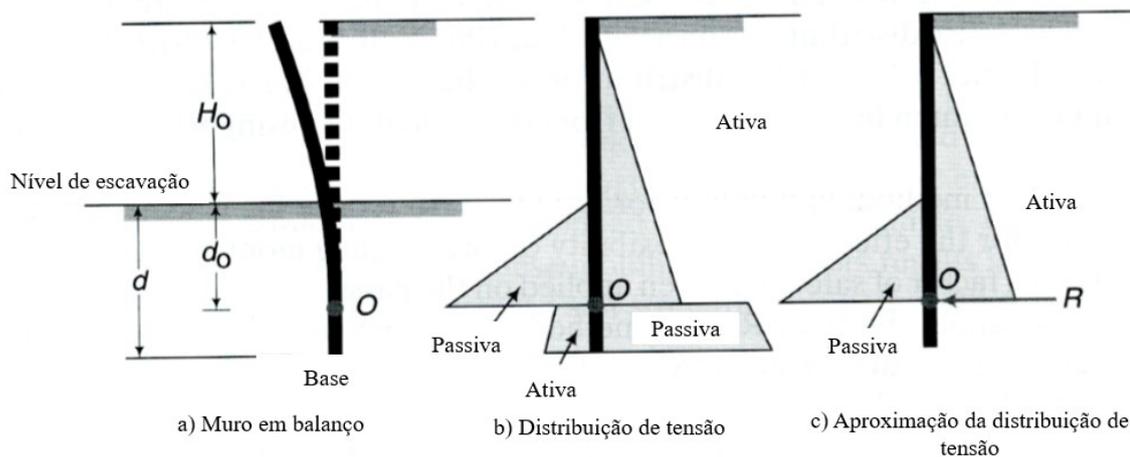


Figura 17 - Aproximação das distribuições de tensão na análise de muros de contenção flexíveis em balanço (adaptado de Padfield e Mair, 1984).

Segundo Marzionna et. Al, (1998), para o cálculo da ficha mínima, é suficiente a aplicação do método, que consiste em aplicar equações de equilíbrio conforme o carregamento indicado na Figura 17. A consequência em considerar a rotação acima da base é que, abaixo do ponto de

rotação, o empuxo é passivo por detrás do muro e ativo na frente do muro (Figura 17-b). Para simplificar a análise, considera-se a existência de um contra empuxo E_c como mostrado na Figura 16 e Figura 17, que garantirá o equilíbrio das forças horizontais, sem influenciar no equilíbrio dos momentos, pois atua no centro de rotação O da cortina. Este método admite um acréscimo no comprimento da ficha de 20%. Adota-se para o coeficiente de segurança o valor maior que 1,5 para obras provisórias, e 2,0 para obras definitivas.

O procedimento geral para determinar a ficha d , a estabilidade e obtenção do comprimento do muro é como se segue:

1. Selecionar um ponto O a uma distância d_0 a partir do nível de escavação.
2. Calcular os empuxos de terra ativo e passivo (método de *blum*).
3. Determinar a incógnita profundidade d_0 , somando os momentos em torno de O.
4. Calcular d aumentando d_0 em 20% a 30% para levar em conta as simplificações realizadas na análise. A profundidade de penetração d , é, portanto, $1,2 d_0$ ou $1,3 d_0$.
5. Calcular E_c somando as forças horizontalmente ao longo da profundidade ($H_0 + d$).
6. Calcular o momento fletor máximo ($M_{máx}$) ao longo da profundidade ($H_0 + d_0$).

3.4 Free Earth Support

Para o dimensionamento de cortinas de estaca-prancha ancoradas o método de terra livre é o mais utilizado na prática de projeto. Considera-se que a profundidade de embutimento ou ficha é insuficiente para oferecer engasgamento na extremidade inferior da cortina e a rotação ocorre em torno do ponto de ancoragem do tirante, O (Figura 18-a). O diagrama de momento fletor esperado é representado na Figura 18-b.

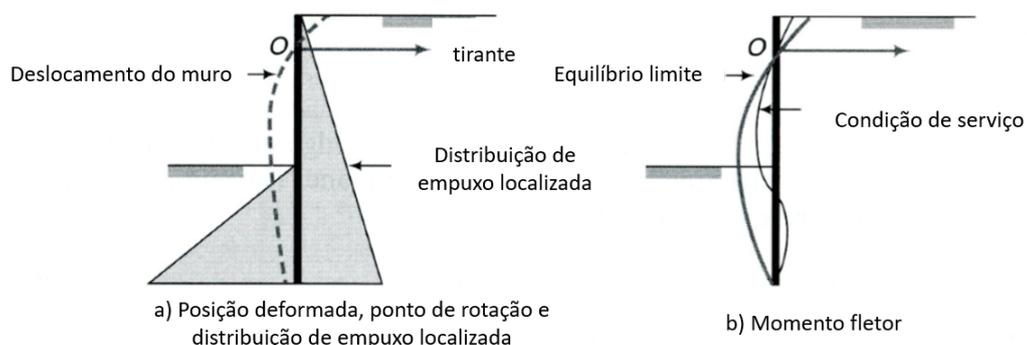


Figura 18 - Condições de terra livres para muros de contenção atirantados (adaptado de Padfield e Mair, 1984)

Para análise da cortina de estacas-prancha ancorada é necessário analisar uma sequência de considerações:

1. Considerar uma profundidade de embutimento, d .
2. Calcular as tensões laterais ativa e passiva.
3. Determinar d tomando momento em torno do ponto de ancoragem do tirante. Em geral, chega-se a uma equação cúbica, que pode ser resolvida por iteração ou usando uma opção de procura objetiva em uma planilha eletrônica ou usando uma função polinomial de uma calculadora.
4. Determinar a força no tirante por unidade de comprimento do muro, T_a somando forças na direção horizontal.
5. Determinar a posição das placas. Admitir que d_z , seja a profundidade do fundo da placa a partir da superfície do solo (figura). A força mobilizada pela placa de ancoragem deve equilibrar a força no tirante de projeto, que é:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot d_z^2 \cdot (K_p - K_a) = T_a \cdot (FS)_a$$

Resolvendo para d_z , tem-se

$$d_z = \sqrt{\frac{2 \cdot T_a \cdot (FS)_a}{\gamma \cdot (K_p - K_a)}}$$

Uma fatia passiva se desenvolve na frente da placa de ancoragem e uma fatia ativa se desenvolve por detrás do muro de contenção. A placa de ancoragem deve estar localizada fora do plano de deslizamento ativo. O comprimento mínimo de ancoragem (L_a) do cabo do tirante, como referência a Figura 19, é

$$L_a = (H_0 + d) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + d_z \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

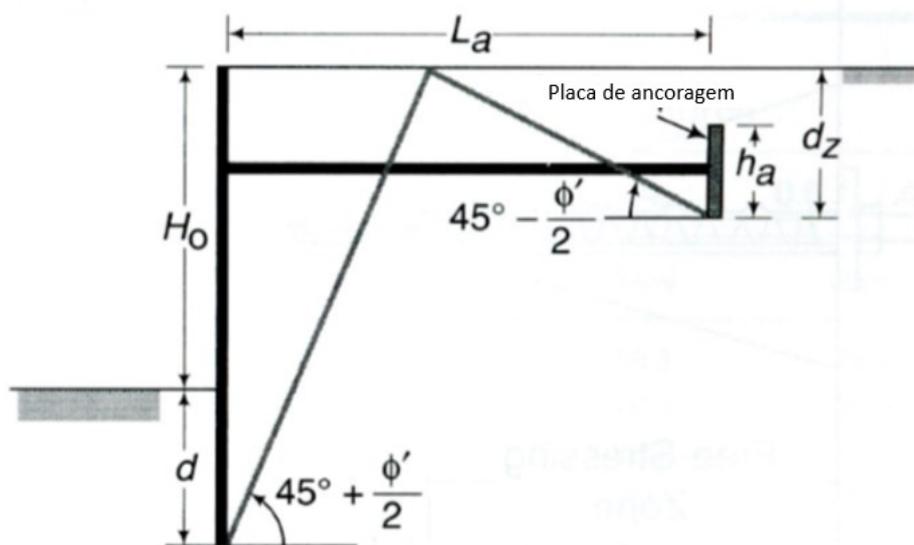


Figura 19 - Posição das placas de ancoragem (adaptado de BUDHU, 2017)

6. Calcular o espaçamento entre os tirantes. Considere que s seja o espaçamento longitudinal dos tirantes e H_a seja a altura da placa de ancoragem. Caso $H_a \geq d_z / 2$, a resistência passiva da placa de ancoragem é considerada a ser desenvolvida ao longo de toda profundidade d_z . Do equilíbrio estático de forças na direção horizontal, obtém-se

$$s = \frac{\gamma \cdot d_z^2 \cdot L_a}{2 \cdot T_a \cdot (FS)_a} \cdot (K_p - K_a)$$

O projeto do detalhamento dos sistemas de ancoragem necessita de considerações relacionadas a métodos construtivos, métodos de instalação, tipos de solo, ambiente (corrosivo ou não corrosivo), localização do nível de água, percolação e deslocamento do muro.

As ancoragens para estruturas de contenção podem ser agrupadas em duas amplas classes – grampos e tirantes protendidos. O deslocamento do muro é uma importante preocupação de projeto e construção na maioria dos sistemas de muro de contenção ancorados. É melhor utilizar análises numéricas para explorar possíveis deslocamentos do muro antes do início da construção.

3.5 Tirantes ancorados no terreno

Para o dimensionamento dos tirantes as informações adquiridas foram baseadas na ABNT NBR 5629 – Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução.

O dimensionamento do tirante como elemento individual consta do estabelecimento dos seus elementos básicos (cabeça, trecho livre e trecho ancorado) para resistir aos esforços previstos em projeto (ABNT, 2018).

A seção de aço dos tirantes deve ser calculada a partir do esforço máximo a que são submetidos os tirantes, no caso de tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \cdot 0,9$$

Onde

σ_{adm} é igual à tensão admissível no aço expresso em MPa

f_{yk} é igual à resistência característica do aço ao escoamento expresso em Mpa;

- Comprimento do trecho ancorado

O comprimento do trecho ancorado do tirante deve ser estabelecido em projeto, seu desempenho deve ser verificado por meio de ensaios e ajustado conforme necessidade. Esse comprimento deve ser calculado por método teórico ou semiempírico constante em publicações técnicas que refletem o estado da arte na Mecânica dos Solos.

- Comprimento do trecho livre

O comprimento do trecho livre do tirante deve ser estabelecido em projeto.

- Cabeça do tirante

A cabeça do tirante deve ser dimensionada para permitir a aplicação dos esforços ao tirante e distribuir as tensões aos elementos ancorados.

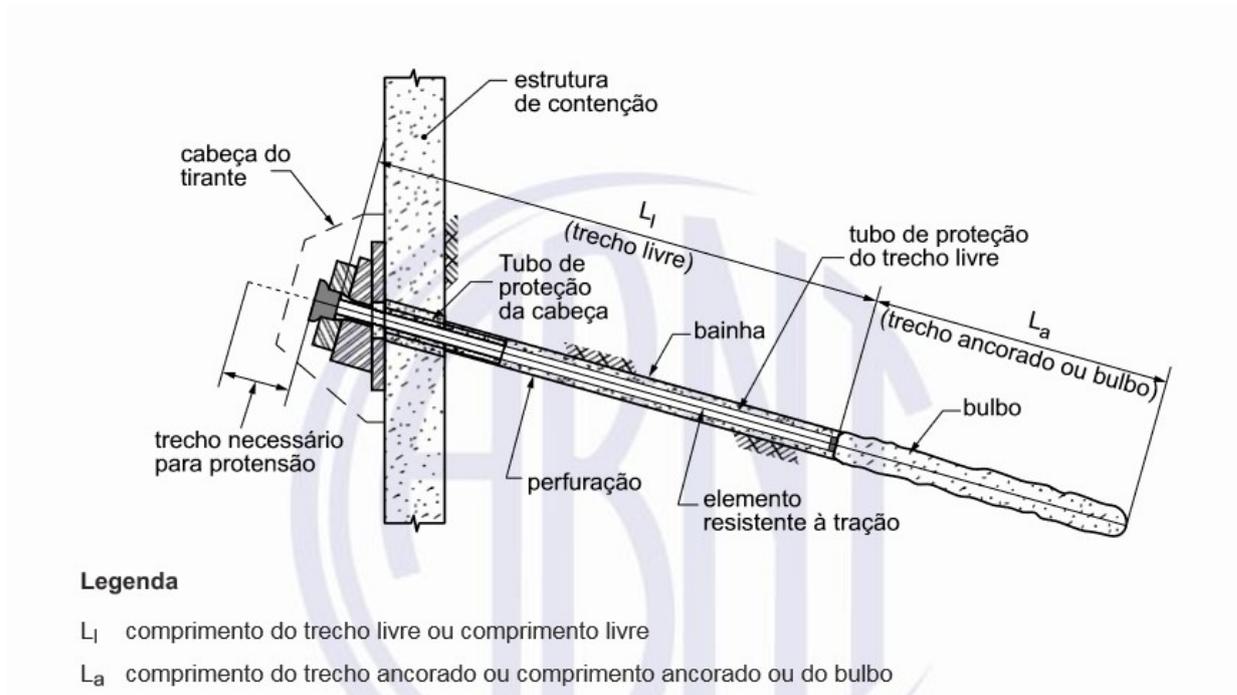


Figura 20 - Elementos básicos dos tirantes (ABNT, 2018)

4 SITUAÇÕES DE CÁLCULO

O trabalho consiste na verificação e comparação técnica entre duas cortinas de estaca-prancha de aço, uma em balanço (Figura 21) e a segunda com um ponto de ancoragem (Figura 22).

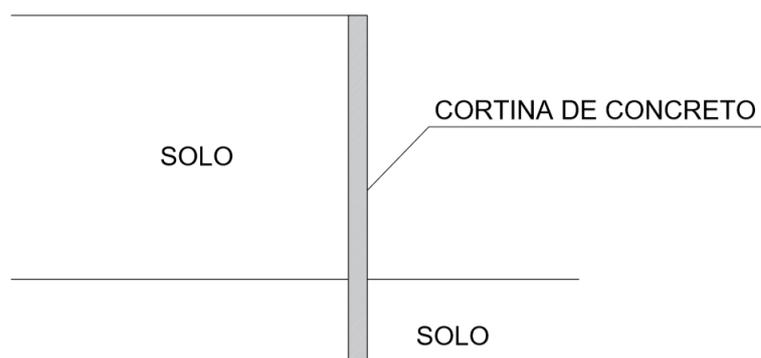


Figura 21 - Cortina em balanço

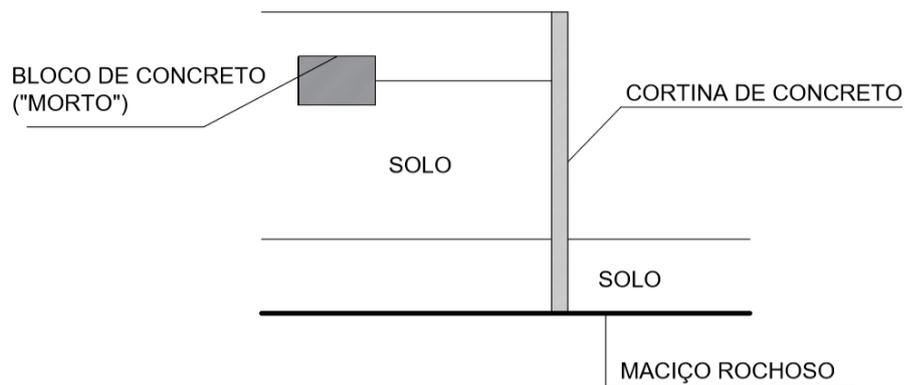


Figura 22 - Cortina com ponto de ancoragem

Trata-se de um solo referente a região de Uberlândia sendo que, foi suposto que os 5 primeiros metros de profundidade o solo possui índice de coesão nulo, assim é possível garantir o dimensionamento das estruturas na situação mais desfavorável, supor que o solo não possui nenhum grau de coesão na região ativa garante o superdimensionamento da estrutura. Suponha na situação 2 a elaboração de um ponto de ancoragem.

5 PARÂMETROS DE CÁLCULO

Para a análise das estruturas mostradas anteriormente, foi considerado um solo argiloso na região de Uberlândia, sendo que na profundidade de até 5 metros o solo foi considerado não coesivo e com essa determinação dimensiona-se a estrutura na pior situação possível, os valores dos parâmetros de cálculo são representados na Figura 23 e Figura 24.

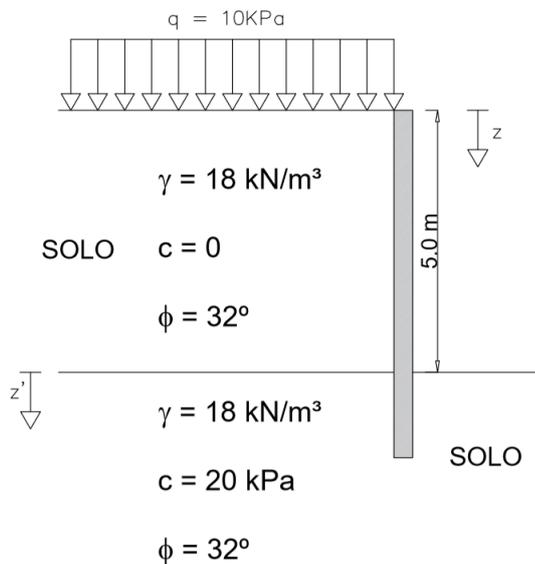


Figura 23 - Parâmetros de cálculo para cortina em balanço

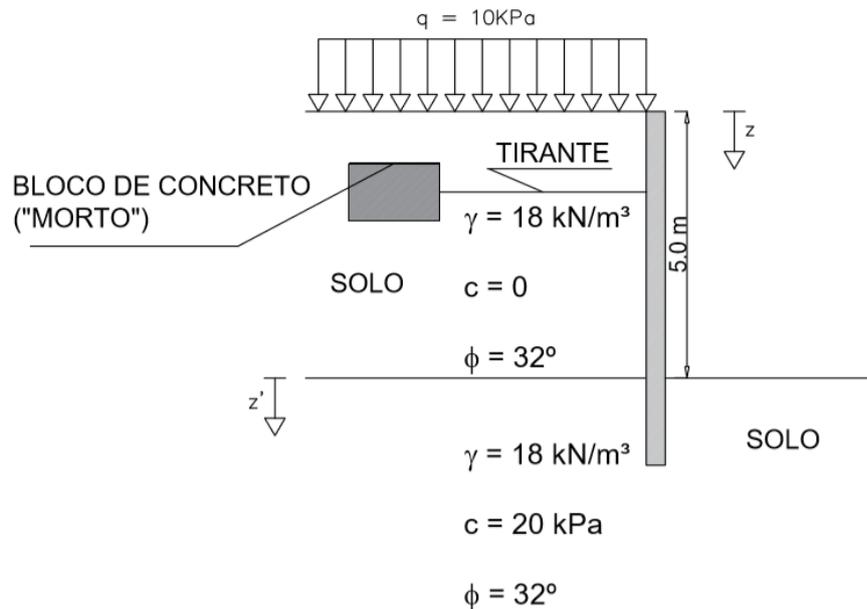


Figura 24 - Parâmetros de cálculo para cortina ancorada

Onde:

γ = Peso específico do solo em análise;

c = Fator de coesão do solo;

ϕ = Ângulo de atrito do solo;

q = Sobrecarga distribuída;

z = Profundidade do solo 1;

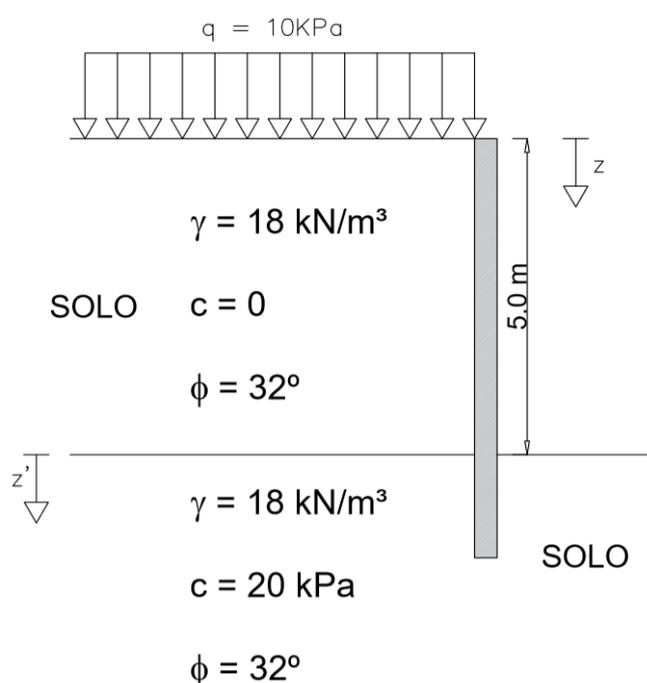
z' = Profundidade do solo 2.

Todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para suportar, além dos esforços provenientes do solo, uma sobre carga accidental mínima de 20kPa, uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado. A utilização de valores inferiores para a sobrecarga accidental deve ser devidamente justificada (ABNT, 2009). A análise é baseada em uma região com cargas accidentais mínimas, ou seja, trata-se de uma estrutura de contenção com o objetivo de estabilizar um maciço localizado na rodovia, portanto, é possível adotar $q = 10\text{kPa}$.

6 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO DAS CONTENÇÕES

O dimensionamento será realizado por etapas. Primeiro calcula-se os esforços e as verificações necessárias para a estabilidade da cortina estaca-prancha em balanço e em seguida para a cortina estaca-prancha com um ponto de ancoragem.

6.1 Cortina de estaca-prancha em solo homogêneo em balanço



O dimensionamento de cortinas em balanço tem como objetivo encontrar o comprimento da ficha mínima para que a estrutura resista aos esforços existentes e comporte-se com a maior estabilidade possível. No estado ativo, sobre a zona de escavação há um solo coesivo, com fator de coesão igual a 20kPa, de acordo com (MARZIONNA et al, 1998) na aplicação do método de *Blum*, no caso de solos muito coesivos aplica-se o valor do empuxo mínimo, se for mais desfavorável, portanto será analisado o empuxo ativo sobre um único solo não coesivo, pois dessa maneira analisa-se a estrutura na pior situação possível.

6.1.1 Estado Ativo

- Coeficiente de empuxo ativo

$$K_a = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{(1 - \sin 32^\circ)}{(1 + \sin 32^\circ)} = \frac{0,470}{1,530} \Rightarrow K_a = 0,307$$

- Pressões laterais ativas

Em $z = 0\text{m}$:

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 10 \cdot 0,307$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 3,07\text{kPa}$$

Em $z = 5,0\text{m}$:

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot 5 - 2 \cdot 0 \cdot \sqrt{0,307} + 10 \cdot 0,307$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot 5 + 10 \cdot 0,307$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 30,70\text{kPa}$$

Em $z = 6,0\text{m}$:

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot 6 - 2 \cdot 0 \cdot \sqrt{0,307} + 10 \cdot 0,307$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 36,23\text{kPa}$$

6.1.2 Estado Passivo

- Coeficiente de empuxo passivo

$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{(1 + \sin 32^\circ)}{(1 - \sin 32^\circ)} = \frac{1,530}{0,470} \Rightarrow K_p = 3,255$$

- Pressões laterais passivas

Em $z' = 0$:

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = K_p \cdot \gamma \cdot z' + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p$$

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = 58,59 \cdot 0 + 72,166\text{kPa}$$

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = 72,166kPa$$

Adotando a altura de ficha de 1 metro temos:

Em $z' = 1$:

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = K_p \cdot \gamma \cdot z' + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p$$

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = 3,255 \cdot 18 \cdot 1 + 2 \cdot 20 \cdot \sqrt{3,255} + 0 \cdot 3,255$$

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = 130,756kPa$$

6.1.3 Diagrama de pressões laterais

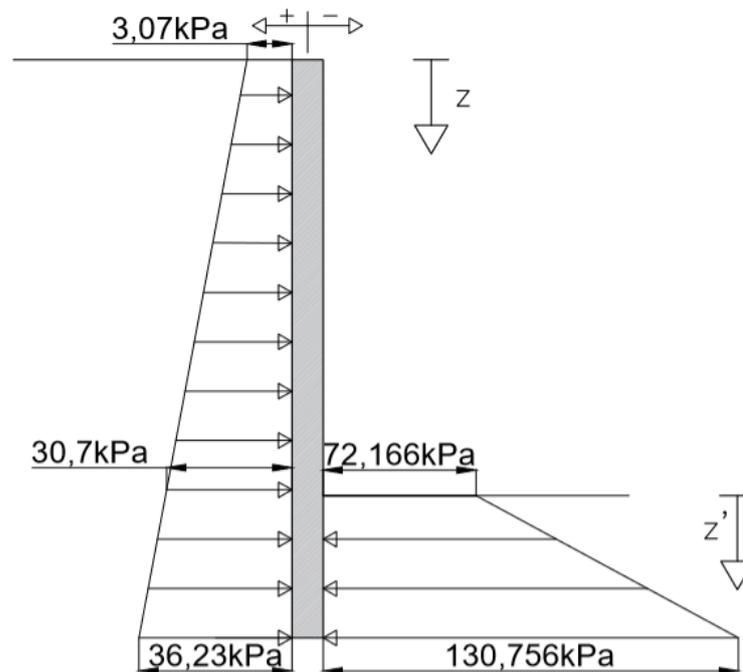


Figura 25 - Diagrama de pressões laterais para cortina em balanço

6.1.4 Método de Blum

Observa-se na Figura 25 na região de embutimento (z') há pressão lateral ativa e pressão lateral passiva sendo que, ambas estão em sentidos opostos e portanto é possível encontrar um diagrama simplificado que corresponda ao comportamento físico da estrutura. Para essa solução é necessário calcular as pressões laterais em função de um z e um z' qualquer.

- Pressões laterais ativas

Em z qualquer:

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot z - 2 \cdot 0 \cdot \sqrt{0,307} + 10 \cdot 0,307$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot z + 10 \cdot 0,307$$

$$\sigma'_{h,ativo} = p_{la} = 5,526 \cdot z + 3,07 \text{ kPa}$$

- Pressões laterais passivas

Em z' qualquer:

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = K_p \cdot \gamma \cdot z' + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p$$

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = 3,255 \cdot 18 \cdot z' + 2 \cdot 20 \cdot \sqrt{3,255} + 0$$

$$\sigma'_{h,passiva} = p_{lp} = 58,59 \cdot z' + 72,166 \text{ kPa}$$

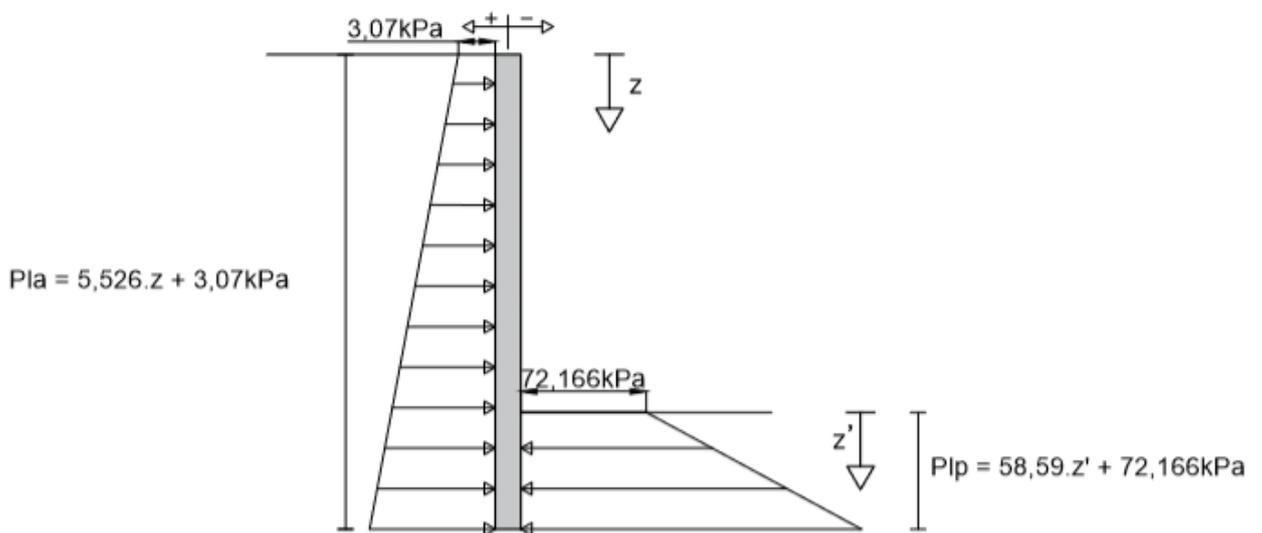


Figura 26 - Equações das tensões horizontais na cortina em balanço

- Pressão lateral líquida e diagrama simplificado

Com as equações que representam as pressões laterais ativas e pressões laterais passivas é possível encontrar o valor da pressão lateral líquida:

$$P_{ll} = P_{lp} - P_{la} = 58,59 \cdot z' + 72,166 - (5,526 \cdot z + 3,07)$$

Onde:

P_{ll} = Pressão lateral líquida

P_{lp} = Pressão lateral passiva

P_{la} = Pressão lateral ativa

Tomando $z = z' + 5$:

$$P_{ll} = P_{lp} - P_{la} = 58,59 \cdot z' + 72,166 - [5,526 \cdot (z' + 5) + 3,07]$$

$$P_{ll} = P_{lp} - P_{la} = 58,59 \cdot z' + 72,166 - 5,526 \cdot z' - 27,63 - 3,07$$

$$P_{ll} = P_{lp} - P_{la} = 53,06 \cdot z' + 41,47$$

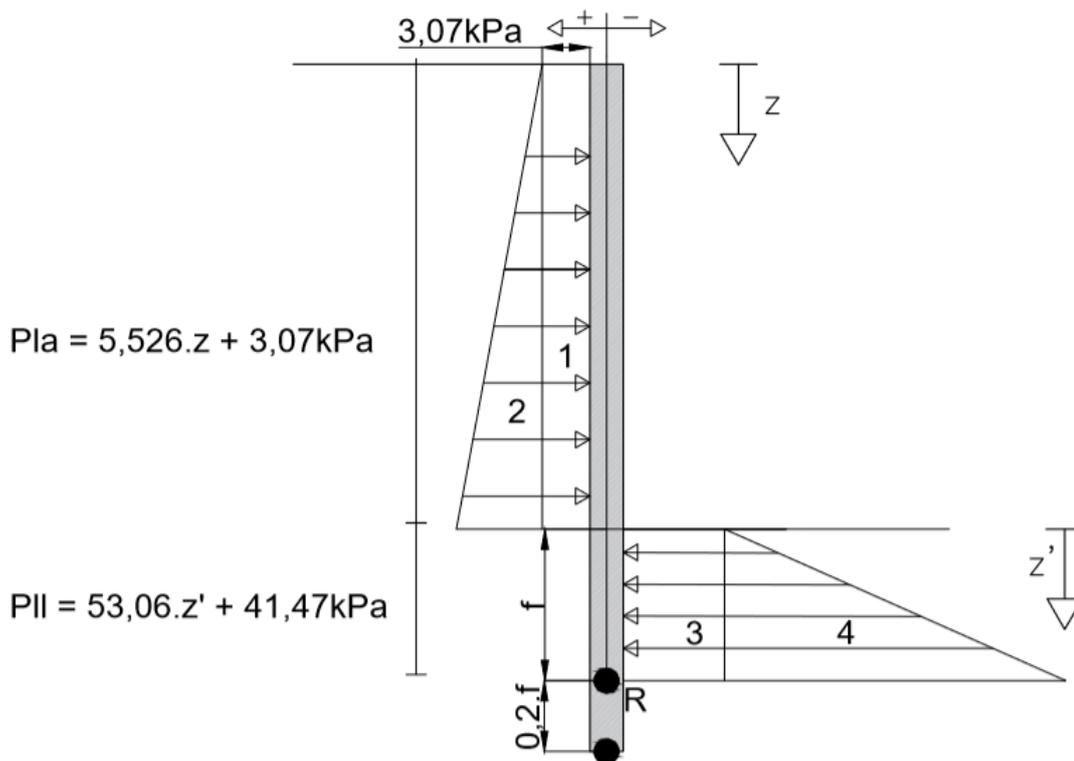


Figura 27 - Diagrama de pressão lateral líquida

6.1.5 Empuxos atuantes

- Empuxo Ativo

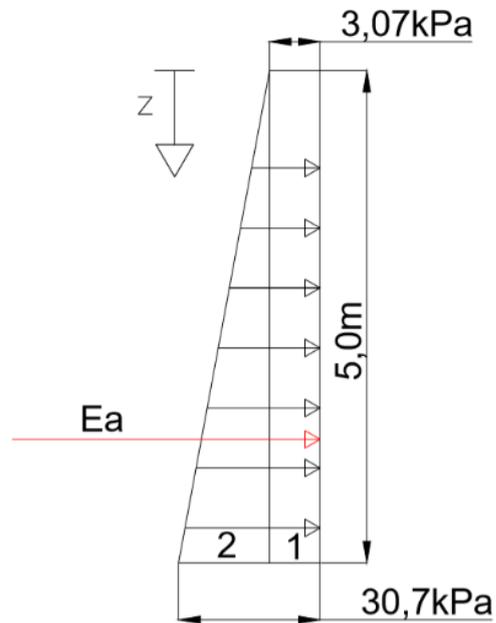


Figura 28 - Empuxo ativo na cortina em balanço

$$E_1 = 3,07 \cdot 5 = 15,35 \text{ kN} / \text{m}$$

$$z_1 = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{(30,7 - 3,07) \cdot 5}{2} \Rightarrow E_2 = 69,08 \text{ kN} / \text{m}$$

$$z_2 = \frac{2 \cdot 5}{3} \Rightarrow z_2 = 3,33 \text{ m}$$

$$E_a = E_1 + E_2 \Rightarrow E_a = 15,35 + 69,08$$

$$E_a = 84,43 \text{ kN} / \text{m}$$

$$z_a = \frac{(E_1 \cdot z_1 + E_2 \cdot z_2)}{E_a} \Rightarrow z_a = 3,18 \text{ m}$$

- Empuxo passivo

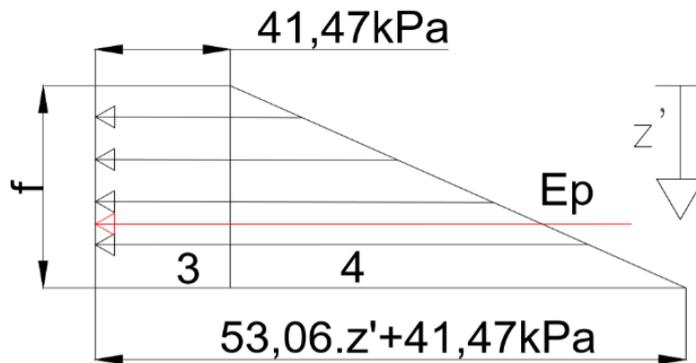


Figura 29 - Empuxo passivo na cortina em balanço

$$E_3 = 41,47 \cdot f$$

$$z'_3 = \frac{f}{2}$$

$$E_4 = \frac{53,06 \cdot f^2}{2}$$

$$z'_4 = 2 \cdot \frac{f}{3}$$

$$E_p = E_3 + E_4 = 41,47 \cdot f + \frac{53,06 \cdot f^2}{2}$$

$$E_p = \frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} = 41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2$$

$$z'_p = \frac{(E_3 \cdot z_3 + E_4 \cdot z_4)}{E_p}$$

$$z_p = \frac{(41,47 \cdot f \cdot \frac{f}{2} + \frac{53,06 \cdot f^2}{2} \cdot 2 \cdot \frac{f}{3})}{41,47 \cdot f + \frac{53,06 \cdot f^2}{2}}$$

$$z_p = \frac{20,74 \cdot f^2 + 17,69 \cdot f^3}{41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2}$$

6.1.6 Comprimento da ficha mínima

- Verificação ao tombamento

$$FS = \frac{M_r}{M_a} \geq 2,0$$

$$FS = \frac{\left(\frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} \right) \cdot \left[f - \left(\frac{41,48 \cdot f^2 + 35,38 \cdot f^3}{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2} \right) \right]}{84,43 \cdot (f + 1,82)} \geq 2,0$$

$$FS = \left(\frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} \right) \cdot \left[f - \left(\frac{41,48 \cdot f^2 + 35,38 \cdot f^3}{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2} \right) \right] - 168,86 \cdot f - 307,35 = 0$$

Com o uso do programa WOLFRAM ALPHA, tem-se:

$f \geq 4,2m$ (ficha de cálculo).

6.1.7 Comprimento da ficha de projeto

$$F = 1,2 \cdot f = 1,2 \cdot 4,20 \Rightarrow F = 5,0m$$

6.1.8 Contra empuxo

$$E_c = E_p - E_a$$

Para $f = 4,2m$:

$$E_a = 84,43kN / m$$

$$E_p = 41,47 \cdot 4,2 + 26,53 \cdot 4,2^2$$

$$E_p = 642,16kN / m$$

$$E_c = 642,16 - 84,43$$

$$E_c = 557,73kN / m$$

6.1.9 Momento máximo

$$E_a = 87,31 \text{ kN} / m$$

$$E_p = \frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2}$$

$$E_p = E_a \Rightarrow 87,31 = \frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2}$$

$$53,06 \cdot f^2 + 82,94 \cdot f - 174,62 = 0$$

$f = 1,2m$, local onde o momento é máximo.

- Momento ativo:

$$\text{Braço de } E_a = 1,82 + 1,2$$

$$\text{Braço de } E_a = 3,0m$$

$$M_a = E_a \cdot 3,0 = 87,31 \cdot 3,0$$

$$M_a = 261,93 \text{ kN} \cdot m$$

- Momento passivo:

$$z_p = \frac{20,74 \cdot f^2 + 17,69 \cdot f^3}{41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2}, \text{ para } f = 4,2m$$

$$z_p = 2,61m$$

$$\text{Braço de } E_p = 2,61 - 1,2 = 1,41m$$

$$M_p = \left(\frac{82,94 \cdot 1,2 + 53,06 \cdot 1,2^2}{2} \right) \cdot 1,41$$

$$M_p = 124,03 \text{ kN} \cdot m$$

Portanto,

$$M_{\text{máx}} = M_a - M_p = 261,93 - 124,03$$

$$M_{\text{máx}} = 137,9 \text{ kN} \cdot m$$

6.1.10 Ruptura por flexão

Flexo-compressão atuante na cortina

$$\sigma_x = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_x}$$

$$\sigma_x = \frac{137,9}{W_x}$$

Considerando a estrutura metálica com o grau de aço S 240 GP (ANEXO A), tem-se:

$$\sigma_{adm} = \frac{240}{1,5} \Rightarrow \sigma_{adm} = 160MPa$$

$$\sigma_x \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{137,9}{W_x} \leq 160.000$$

$$\frac{137,9}{W_x} \leq 160.000 \Rightarrow W_x \geq 8,62 \cdot 10^{-4} m^3 / m$$

$$W_x \geq 862cm^3 / m$$

O anexo B apresenta os tipos de perfis disponibilizados pela empresa Ancelor Mital, escolha-se o perfil GCU 9-600, o qual tem como módulo de seção elástica igual a 910 cm³/m.

6.1.11 Estrutura projetada

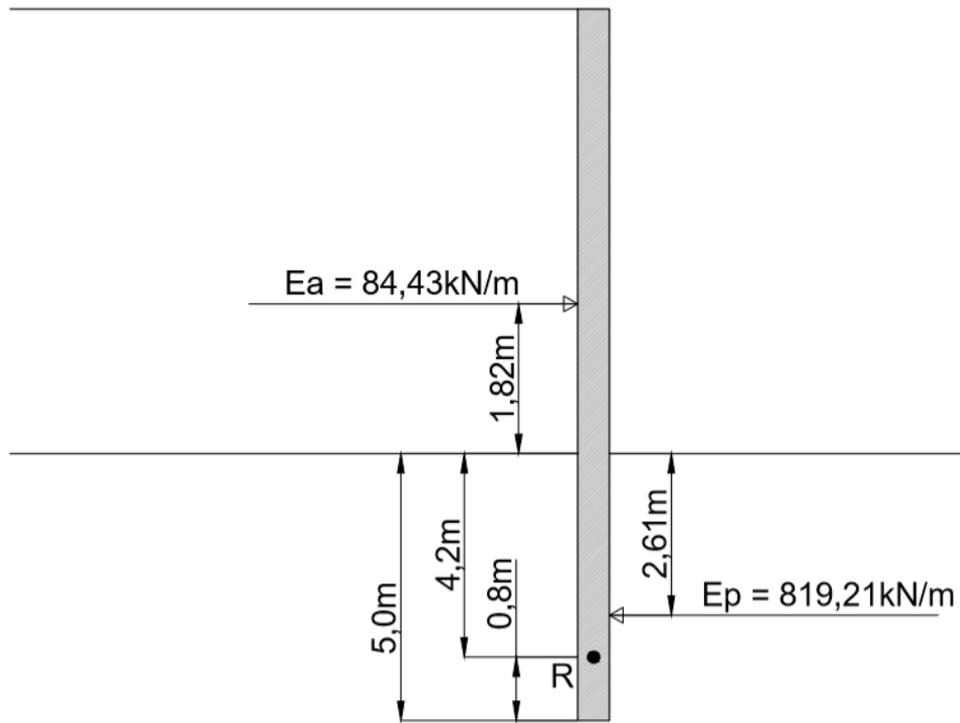


Figura 30 - Dimensões e esforços na cortina em balanço

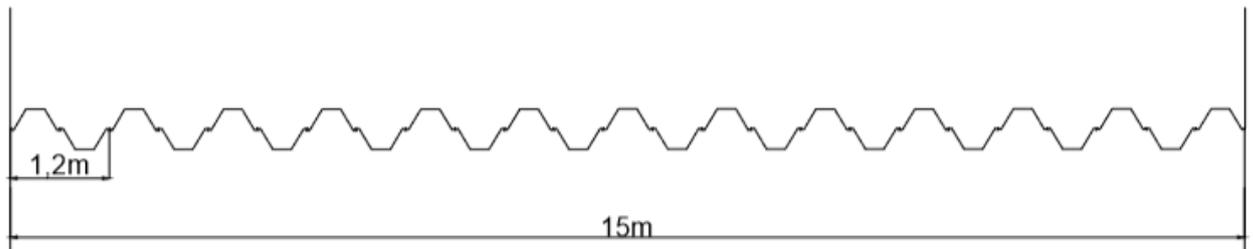


Figura 31 - Vista em planta da cortina em balanço

6.2 Cortina de estaca-prancha em solo homogêneo com um ponto de ancoragem

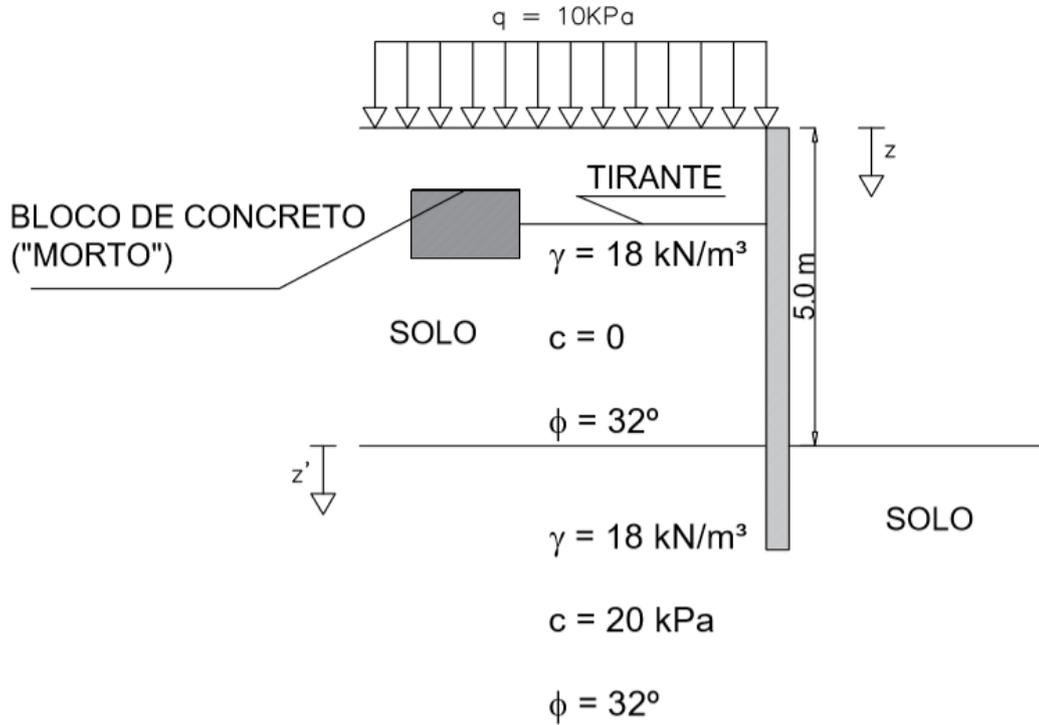


Figura 32 - Vista em corte da cortina ancorada

6.2.1 Empuxos atuantes

- Empuxo Ativo:

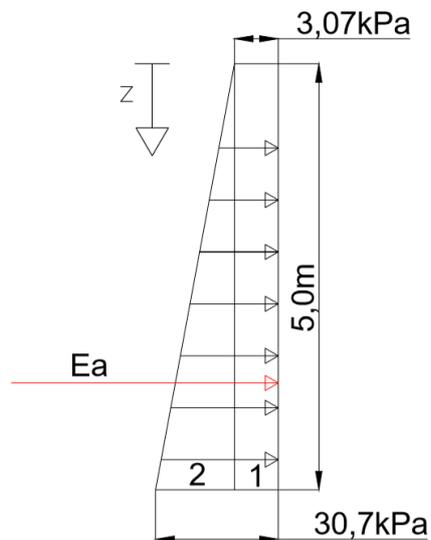


Figura 33 - Empuxo ativo na cortina ancorada

$$E_1 = 3,07 \cdot 5 = 15,35 \text{ kN} / \text{m}$$

$$z_1 = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{(30,7 - 3,07) \cdot 5}{2} \Rightarrow E_2 = 69,08 \text{ kN} / \text{m}$$

$$z_2 = \frac{2 \cdot 5}{3} \Rightarrow z_2 = 3,33 \text{ m}$$

$$E_a = E_1 + E_2 \Rightarrow E_a = 15,35 + 69,08$$

$$E_a = 84,43 \text{ kN} / \text{m}$$

$$z_a = \frac{(E_1 \cdot z_1 + E_2 \cdot z_2)}{E_a} \Rightarrow z_a = 3,18 \text{ m}$$

- Empuxo passivo:

$$P_{II} = 53,06 \cdot z' + 41,47 \text{ kPa}$$

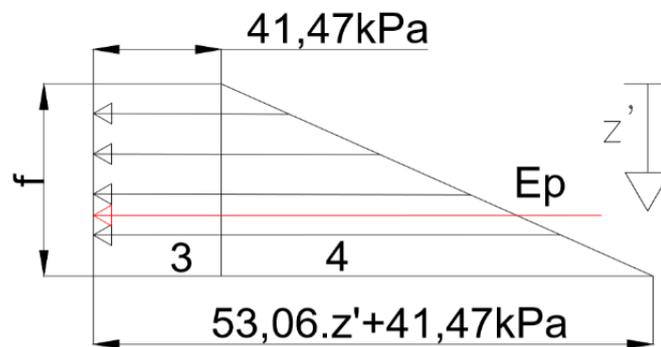


Figura 34 - Empuxo passivo na cortina ancorada

$$E_3 = 41,47 \cdot f$$

$$z'_3 = \frac{f}{2}$$

$$E_4 = \frac{53,06 \cdot f^2}{2}$$

$$z'_4 = 2 \cdot \frac{f}{3}$$

$$E_p = E_3 + E_4 = 41,47 \cdot f + \frac{53,06 \cdot f^2}{2}$$

$$E_p = \frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} = 41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2$$

$$z'_p = \frac{(E_3 \cdot z_3 + E_4 \cdot z_4)}{E_p}$$

$$z_p = \frac{(41,47 \cdot f \cdot \frac{f}{2} + \frac{53,06 \cdot f^2}{2} \cdot 2 \cdot \frac{f}{3})}{41,47 \cdot f + \frac{53,06 \cdot f^2}{2}}$$

$$z_p = \frac{20,74 \cdot f^2 + 17,69 \cdot f^3}{41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2}$$

6.2.2 Comprimento da ficha mínima

- Rotação sobre a ancoragem

$$FS = \frac{E_p \cdot z_p}{E_a \cdot z_a} \geq 2,0$$

Onde o braço z_p é a distância entre o ponto de aplicação da ancoragem e o ponto de aplicação do empuxo passivo e z_a é a distância entre o ponto de aplicação da ancoragem e o ponto de aplicação do empuxo ativo.

$$FS = E_p \cdot z_p - 2 \cdot E_a \cdot z_a = 0$$

$$\left[\left(\frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{20,74 \cdot f^2 + 17,69 \cdot f^3}{41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2} + 4 \right) \right] - 2 \cdot 84,43 \cdot 2,18 = 0$$

$$\left[\left(\frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{20,74 \cdot f^2 + 17,69 \cdot f^3}{41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2} + 4 \right) \right] - 368,11 = 0$$

Com o uso do programa computacional WOLFRAM ALPHA, $f \cong 1,1 \text{ m}$, então será executada uma ficha de 1,2m.

6.2.3 Força no tirante

Para $f = 1,2$ metros:

$$E_p = \frac{82,94 \cdot f + 53,06 \cdot f^2}{2} = 41,47 \cdot f + 26,53 \cdot f^2$$

$$E_p = 87,97 \text{ kN} / \text{m}$$

$$FS = \frac{T_h + E_p}{E_a} \geq 1,5 \text{ à } 2,0$$

Onde, T_h é a força no tirante.

$$FS = T_h + 87,97 \geq 130,96 \text{ a } 174,62$$

$$FS = T_h \geq 43,0 \text{ a } 86,65 \text{ kN/m}$$

6.2.4 Capacidade do bloco de ancoragem

Suponha a altura do bloco de concreto (morto) de 1 metro, tem-se:

- Pressões laterais (ativas)

Em $z = 0,5\text{m}$:

$$P_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot 0,5$$

$$P_{la} = 2,76 \text{ kPa}$$

Em $z = 1,5\text{m}$:

$$P_{la} = 0,307 \cdot 18 \cdot 1,5$$

$$P_{la} = 8,29 \text{ kPa}$$

- Pressões laterais (passivas)

Em $z = 0,5\text{m}$:

$$P_{lp} = 3,255 \cdot 18 \cdot 0,5$$

$$P_{lp} = 29,29 \text{ kPa}$$

Em $z = 1,5\text{m}$:

$$P_{lp} = 3,255 \cdot 18 \cdot 1,5$$

$$P_{lp} = 87,88 \text{ kPa}$$

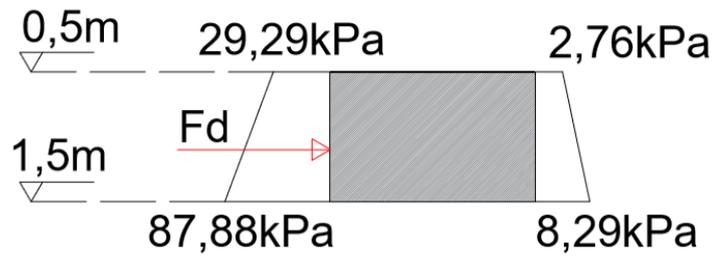


Figura 35 - Diagrama de pressão no bloco de ancoragem

Com os valores tão tensões ativas e passivas é possível encontrar as tensões líquidas (Figura 36).

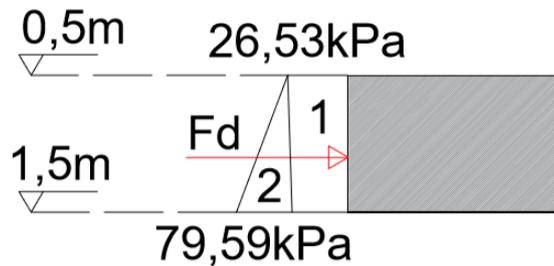


Figura 36 - Tensões líquidas no bloco de concreto

$$E_1 = 26,53 \cdot 1 = 26,53 \text{ kN} / \text{m}$$

$$E_2 = \frac{(79,59 - 26,53) \cdot 1}{2} = 26,53 \text{ kN} / \text{m}$$

Sendo F_d a força disponível, tem – se:

$$F_d = 26,53 + 26,53 = 53,06 \text{ kN} / \text{m}$$

Lembrando que

$$FS = T_h \geq 43,0 \text{ a } 86,65 \text{ kN/m}$$

Portanto,

$$F_d > T_{h\min}$$

Então ok!

6.2.5 Verificação do tirante

$$F_d = 53,06 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\sigma_{adm(aço)} \geq \sigma_{tração}$$

$$F_{adm} \geq F_d$$

$$\sigma_{adm(aço)} = \frac{500}{1,75} \cdot 0,9$$

$$\sigma_{adm(aço)} = 257,14 \text{ MPa}$$

$$F_{adm} = A_{aço} \cdot \sigma_{adm(aço)} \geq F_d$$

$$A_{aço} = \frac{53,06}{257,140} \Rightarrow A_{aço} \geq 2,06 \text{ cm}^2$$

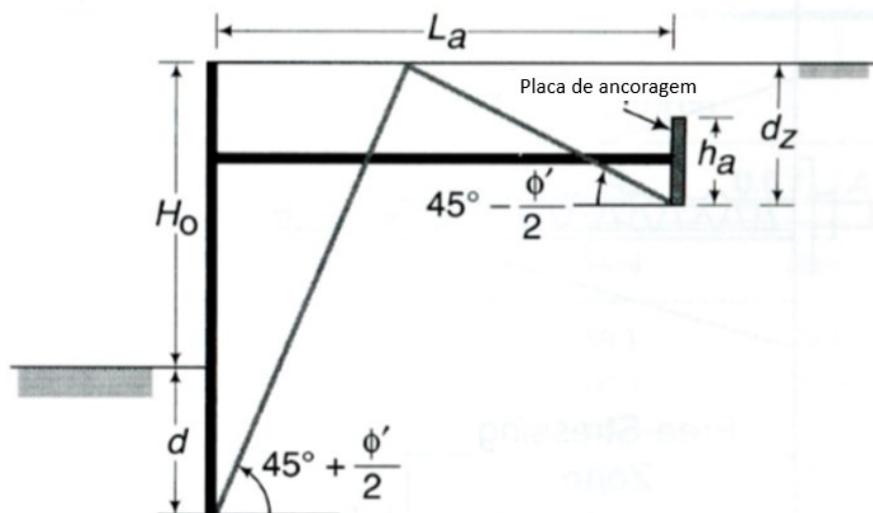
$\frac{\pi \cdot d^2}{4} \geq 2,06 \Rightarrow d \geq 1,62 \text{ cm} = 16,2 \text{ mm}$ ou seja, é necessário um tirante metálico com no mínimo 20mm de diâmetro.

6.2.6 Espaçamento entre os tirantes

$$T_{h\min} (1,5) \cdot S_h \leq F_d$$

$$S_h \leq 1,23 \text{ m}$$

6.2.7 Distância mínima



Lembrando que a placa de ancoragem ilustrada acima comporta-se de maneira equivalente ao bloco de concreto (morto).

$$L_a = (H_0 + d) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + d_z \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$L_a = (5 + 1,2) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{32}{2}\right) + 1,5 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{32}{2}\right)$$

$$L_a = 6,14m.$$

Portanto,

$$F_d = 53 \cdot 6,14 = 325,42kN = 33,18tf$$

$$T_{h\min} = 43 \cdot 6,14 = 264kN = 26,92tf$$

6.2 8 Tirante e o sistema de ancoragem

Existem diversos tipos de tirantes no mercado da construção civil, tirantes preenchidos com calda de cimento, monobarras entre outros, neste trabalho o tipo escolhido para o dimensionamento foram as monobarras roscáveis protendidas. Esse sistema consiste na utilização de barras de aço especiais como elemento resistente a tração, com porcas e placas que distribuem a carga aplicada através de uma ancoragem sobre a estrutura protendida. Proporcionam um método simples, seguro e eficiente de se aplicar protensão com ancoragens em terra ou rocha, bem como para diversas aplicações estruturais. As barras são ancoradas com utilização de placas, porcas ou blocos de ancoragem. De acordo com o sistema de protensão com barras DYWIDAG, Supondo a utilização dos sistemas GEWI e GEWI plus (Figura 37) é possível determinar o conjunto de elementos capazes de assegurar a estabilidade e segurança do sistema, a tabela localizada no anexo E ilustra as propriedades dos sistemas GEWI e GEWI plus.



Figura 37 - Sistemas GEWI e GEWI plus (DSI)

O esforço encontrado para o tirante deve ser superior a 33,18 tf que é a força disponível pelo bloco de ancoragem. Por se tratar de tirantes permanentes e observando-se a tabela localizada no anexo F, escolhe-se então o sistema com diâmetro nominal GW 32 mm com aço CA-50 e com carga de ruptura de 39tf. No que se refere ao comprimento de ancoragem das barras de aço, no item 9.4.2.4 da ABNT NBR 6118:2014 determina-se que o valor mínimo para esse comprimento é de 25 vezes o diâmetro da barra, neste caso, como a barra escolhida para a execução do sistema possui um diâmetro de 32mm adota-se então o comprimento de ancoragem de no mínimo 800mm, ou 80cm de comprimento (Figura 38).

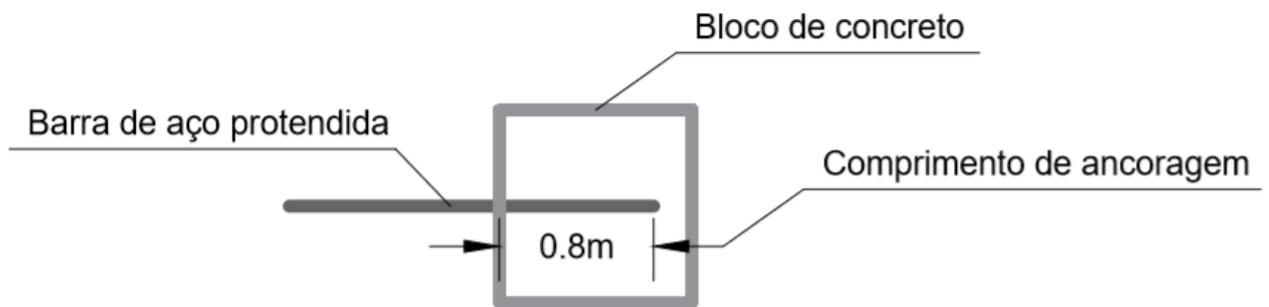


Figura 38 - Comprimento de ancoragem mínimo

6.2.9 Estrutura projetada

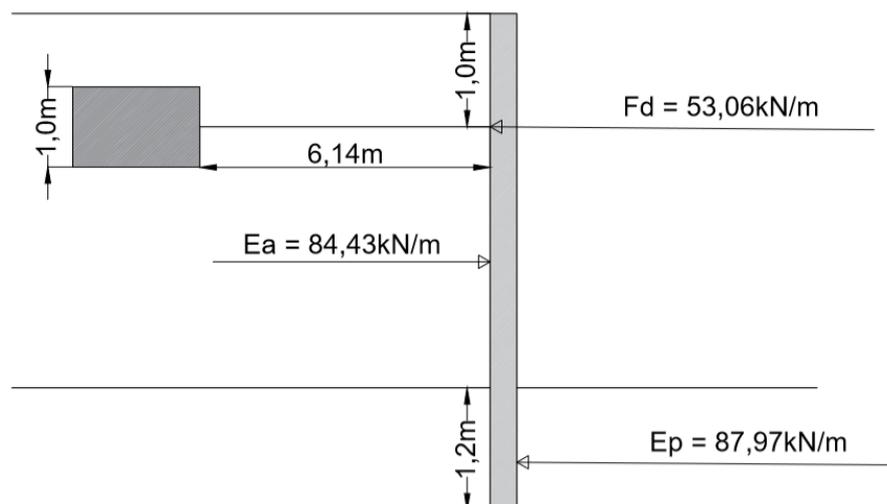


Figura 39 - Cortina ancorada em corte

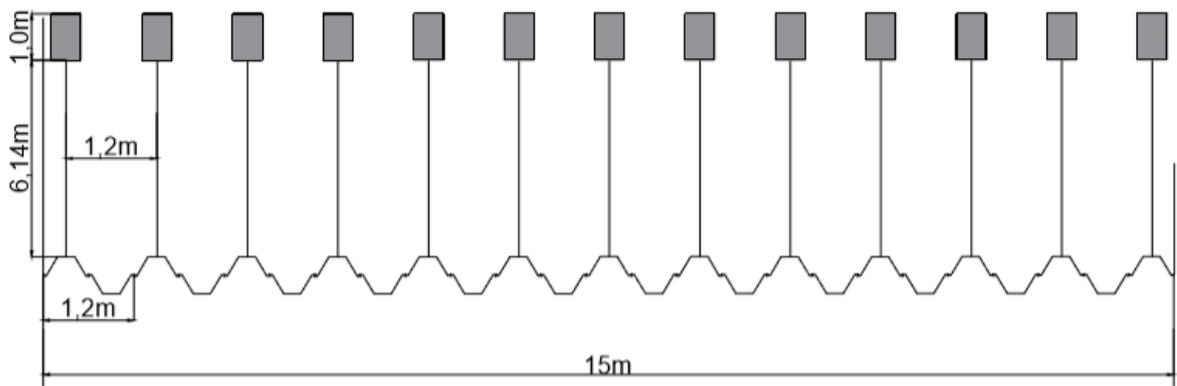


Figura 40 - Cortina ancorada em planta

7 ANÁLISE COMPARATIVA

Após o dimensionamento das estruturas pôde-se perceber que para a cortina em balanço o comprimento de embutimento é extremamente superior ao da cortina ancorada, além disso o empuxo passivo gerado pela estrutura em balanço é muito elevado o que garante a estabilidade ao tombamento mas não ao deslocamento, por esse motivo é desenvolvido o contra empuxo, sendo que esse esforço é gerado de maneira artificial na estrutura.

Sobre a estrutura ancorada, verificou-se que os esforços atuantes possuem intensidades menores quando comparada com a cortina em balanço.

Para a análise do custo das soluções encontrou-se o preço unitário de um perfil metálico U com 10 metros de comprimento e 70 centímetros de largura, das barras aço protendidas com os componentes de ligação e do bloco de concreto com volume de 1 metro cúbico. Os valores dos materiais utilizados para a execução das cortinas estão demonstrados na Tabela 3.

Tabela 3 - Tabela de custos

TABELA DE CUSTOS							
Cortina estaca-prancha em balanço				Cortina estaca-prancha ancorada			
Item	Unidade	Custo (R\$)	Qtd	Item	Unidade	Custo (R\$)	Qtd
Perfil metálico U com 10 metros de comprimento	Peça	4.500,00	22,00	Perfil metálico U com 10 metros de comprimento	Peça	4.500,00	14,00
				Barra de aço protendida 32mm	Peça	330,00	13,00
				Placa de ancoragem	Peça	10,00	13,00
				Luva de emenda	Peça	5,00	13,00
				Porca de ancoragem	Peça	3,00	13,00
				Bloco de concreto	m ³	300,00	13,00
TOTAL (R\$)	99.000,00			TOTAL (R\$)	71.424,00		

8 CONCLUSÃO

Com o dimensionamento realizado concluiu-se que, ao se executar um ponto de ancoragem na cortina, o comprimento da ficha diminuiu significativamente, passou de 6 metros para 1,2 metros e, portanto, pode-se afirmar que para escavações de grandes profundidades a cortina em balanço não é considerada uma alternativa viável; já as cortinas ancoradas sim.

Sobre o processo construtivo das cortinas de estaca-prancha, a cravação das peças metálicas é feita com o uso do martelo vibratório. O comprimento das peças não influencia no prazo de execução pelo fato do equipamento ter a capacidade de cravar peças de comprimentos variáveis, portanto, pode-se concluir que a execução da cortina com ponto de ancoragem, por depender da execução do bloco de ancoragem e do posicionamento dos tirantes, tem um prazo maior de execução do que a cortina estaca-prancha em balanço.

Nota-se que a peça de estaca-prancha metálica possui um valor muito elevado quando comparado aos demais materiais e, por isso, o custo dos materiais utilizados na cortina de estaca-prancha em balanço é muito superior aos materiais utilizados na cortina de estaca-prancha com um ponto de ancoragem.

O equilíbrio das cortinas de estaca-prancha é baseado em analisar os empuxos de terra provenientes nas estruturas. O empuxo ativo atuante nas contenções analisadas é igual em ambas as soluções, entretanto o empuxo passivo presente na cortina em balanço tem uma

magnitude de quase dez vezes maior do que o esforço encontrado na cortina ancorada, isso se deu pela discrepância entre os comprimentos de embutimento.

9 REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 11682 - Estabilidade de encostas**, 2009.

ABNT. **NBR 5629 - Tirantes ancorados no terreno - Projeto e execução**, 2018.

BUDHU, M. **Fundações e Estruturas de Contenção**. [s.l: s.n.].

MARZIONNA JAIME, MAFFEI CARLOS EDUARDO, FERREIRA ARGIMIRO, C. A. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: **FUNDAÇÕES Teoria e Prática**. [s.l: s.n.].

RANZINI STELVIO, N. J. A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: **FUNDAÇÕES Teoria e Prática**. [s.l: s.n.]. p. 19.

GARCIA, Jean. **Empuxo de terra**, 2019. Notas de Aula.

ANEXOS

Anexo A: Graus de aço (ANCELOR MITAL)

Nome	Nome antigo		Largura b	Altura h	Espessura		Área do Seção	Massa kg/m porestaca de simples parado	Momento de Inércia cm ⁴ /m	Módulo de Seção Elástico cm ³ /m	Momento de Seção Elástico cm ³ /m	Módulo de Seção Plástico cm ³ /m	Classe*	
	mm	mm			mm	mm								
GU 7-600	G46		600	309.0	7.5	6.4	99.7	47.0	78.3	11 350	735	435	890	2 2 3 3
GU 8-600	G46/P1		600	309.0	8.5	7.1	110.0	51.8	86.4	12 690	820	485	995	2 2 2 2
GU 9-600	G46/P2		600	309.0	9.5	7.9	121.0	57.0	95.0	14 060	910	540	1 105	2 2 2 2
GU 12-500	G61/C1		500	340.0	9.0	8.5	144.2	56.6	113.2	19 640	1 155	680	1 390	2 2 2 2
GU 13-500	G61		500	340.0	10.0	9.0	155.0	60.8	121.7	21 390	1 260	740	1 515	2 2 2 2
GU 15-500	G61/P2.1		500	340.0	12.0	10.0	176.5	69.3	138.6	24 810	1 460	855	1 755	2 2 2 2
GU 16-400	G62		400	290.0	12.7	9.4	197.3	62.0	154.9	22 580	1 560	885	1 815	2 2 2 2
GU 18-400	G62/P2		400	292.0	15.0	9.7	220.8	69.3	173.3	26 090	1 785	1 015	2 080	2 2 2 2

Os valores de momento de inércia e do módulo de seção fornecidos assumem uma correta transferência de esforços através dos conectores.

* Classificação de acordo com EN 1993-5 (2006), cap. 5.2.1. & 5.2.2.

Classe 1 é obtida pela verificação da capacidade de rotação para um corte transversal da classe-2.

<http://spundwand.arcelormittal.com/uploads/files/03c8ffc3477d4373ca1c79ad3b8132c.pdf>

Graus de Aço

Graus de Aço	Limite de Escoamento f_y (MPa)	Limite de Resistência f_t (MPa)
EN 10248 - Parte 1		
S 240 GP	240	340
S 270 GP	270	410
S 320 GP	320	440
S 355 GP*	355	480

* Aço grau S 355 GP disponível somente sob consulta.

Tolerâncias de Laminação

Tolerâncias de laminação baseadas na EN10248-2.

Comprimento máximo de laminação

As estacas-prancha podem ser entregues em peças simples ou em pares.

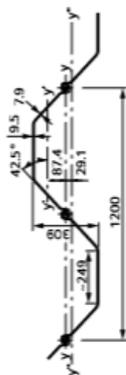
Comprimento máx. de laminação

	m
Estacas simples	24
Estacas duplas	22

Comprimentos longos poderão ser fornecidos sob solicitação.

Anexo B: Propriedades da seção GCU 9-600 (ANCELOR MITTAL)

Nome	Nome antigo	S = Estacas simples D = Estacas duplas T = Estacas triplos	Área da Seção		Massa	Momento de Inercia	Módulo de Seção Elástico	Raio de giro	Área de pintura
			cm ²	cm ²					
GU 9-600	G 46/P2	Por S	72.6	57.0	2 900	265	6.32	0.76	
		Por D	145.2	114.0	16 880	1 090	10.78	1.51	
		Por T	217.8	170.9	23 470	1 280	10.38	2.27	
		Por m de parede	121.0	95.0	14 060	910	10.78	1.26	



Anexo C: Propriedades dos sistemas GEWI e GWEI Plus (DYWIDAG)

Ø Nominal	Tensão de Escoamento [Kg/mm ² MPa]	Tensão de Ruptura [Kg/mm ² MPa]	Carga de Escoamento [tf]	Carga de Ruptura [tf]	Passo [mm]	Área da Seção Transversal ^(a) [mm ²]	Peso ^(b) [Kg/m]
GW 25 mm	50 [500]	75 [750]	25	37	12,5	491	3,90
GW 25 mm Plus	67 [670]	80 [800]	33	39	12,5	491	3,90
GW 32 mm	50 [500]	55 [550]	40	44	16	804	6,31
GW 32 mm Plus	67 [670]	80 [800]	54	64	16	804	6,31
GW 50 mm	50 [500]	55 [550]	98	108	26	1.963	15,40
GW 57,5 mm Plus*	67 [670]	80 [800]	174	208	20	2.597	20,38
GW 63,5 mm Plus*	67 [670]	80 [800]	212	253	21	3.167	24,86
GW 75 mm Plus*	67 [670]	80 [800]	296	353	24	4.418	34,68

Anexo D: Cargas de trabalho para ancoragem do terreno – Norma NBR 5629 (DYWIDAG)

Ø Nominal	Tirantes Permanentes	Tirantes Provisórios	Carga Máxima de Ensaio
	[tf]	[tf]	[tf]
DW 15 mm	8	10	14
DW 32 mm	39	46	68
DW 36 mm	50	58	87
DW 40 mm	61	71	107
DW 47 mm	85	99	148

Anexo E: Componentes do sistema (DYWIDAG)

Ø Nominal	Porca Sextavada		Porca Hexagonal		Contra-Porca		Luva de Emenda	
	L [mm]	chave [mm]	L [mm]	chave [mm]	L [mm]	chave [mm]	C [mm]	D [mm]
GW 25 mm	50	41	35	41	25	41	115	40
GW 25 mm Plus	80	41	35	41	25	41	130	40
GW 32 mm	50	50	65	55	35	50	130	50
GW 32 mm Plus	70	50	65	55	35	50	150	63
GW 50 mm	85	80	65	80	50	80	200	80
GW 57,5 mm Plus	120	90	85	90	60	90	250	102
GW 63,5 mm Plus	145	100	95	100	70	100	300	114
GW 75 mm Plus	130	100	120	120	80	100	260	108

Ø Nominal	Placa de Ancoragem FR*		Placa de Ancoragem FC*		Anel de Compensação de Ângulo		Comprimento Mínimo de Protensão P [mm]
	W [mm]	T [mm]	W [mm]	T [mm]	graus [°]		
GW 25 mm	140	16	140	20	até 45°	58	
GW 25 mm Plus	140	20	140	20	até 45°	65	
GW 32 mm	200	20	200	25	até 45°	65	
GW 32 mm Plus	200	20	200	25	até 45°	75	
GW 50 mm	200	45	200	45	até 45°	100	
GW 57,5 mm Plus	250	55	275	60	até 45°	125	
GW 63,5 mm Plus	265	60	300	65	até 45°	150	
GW 75 mm Plus	320	70	325	70	até 45°	130	

