



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA E CIÊNCIAS AMBIENTAIS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CLEITON HENRIQUE SILVA ALENCAR

**ANÁLISE ESTÁTICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM ESTACAS
JUSTAPOSTAS**

MOSSORÓ

2023

CLEITON HENRIQUE SILVA ALENCAR

**ANÁLISE ESTÁTICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM ESTACAS
JUSTAPOSTAS**

Monografia apresentada a Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como
requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. John Eloi Bezerra

MOSSORÓ

2023

©Todos os direitos estão reservados à Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996, e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tornar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata, exceto as pesquisas que estejam vinculadas ao processo de patenteamento. Esta investigação será base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) seja devidamente citado e mencionado os seus créditos bibliográficos.

Ficha catalográfica elaborada pelo Sistema de Bibliotecas
da Universidade Federal Rural do Semi-Árido, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

AA368 Alencar, Cleiton .

a Análise estática de estruturas de contenção em
 estacas justapostas / Cleiton Alencar. - 2023.

46 f. : il.

Orientador: John Bezerra.

Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2023.

1. Estacas justapostas. 2. Fundações. 3.
Modelagem. 4. Dimensionamento. I. Bezerra, John,
orient. II. Título.

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

CLEITON HENRIQUE SILVA ALENCAR

**ANÁLISE ESTÁTICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM ESTACAS
JUSTAPOSTAS**

Monografia apresentada a Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como
requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 13 / 10 / 2023.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. JOHN ELOI BEZERRA (UFERSA)
Presidente

Prof. Dr. JOÃO PAULO MATOS XAVIER (UFERSA)
Membro Examinador

Prof. Dr. ARY FRANCK BAIA CORDEIRO (ROADS ENGENHARIA)
Membro Examinador

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por todas as bênçãos concedidas em minha vida.

Aos meus pais, Josilene e Afonso, ao meu irmão Caio, por todo apoio direto e indireto durante toda minha trajetória acadêmica, sem eles, certamente não conseguiria chegar até aqui.

Ao meu eterno amor, Shara, que esteve sempre ao meu lado em todas as etapas dessa caminhada acadêmica, dividindo comigo angustias, sofrimentos, tensões, assim como os momentos mais alegres como esse que se aproxima. À ela, devo gratidão por todo apoio incondicional e por sempre acreditar em mim.

Ao meu professor orientador John Eloi Bezerra, por todo suporte técnico não somente neste trabalho, como também nas aulas em sala, conselhos profissionais e pessoais que jamais serão esquecidos.

A Universidade Federal Rural do Semi-Árido, UFERSA, por ter oportunizado não só a mim, como também diversos outros alunos, a possibilidade de se tornar um excelente profissional e ser reconhecido no mercado de trabalho.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas graças a Deus, não sou o que era antes”.

(Martin Luther King)

RESUMO

O setor da construção civil tem crescido constantemente, e a busca por espaços bem localizados nos centros urbanos cresce proporcionalmente, gerando assim grande disputa entre os interessados. Em contrapartida, as obras tornam-se cada vez mais complexas, em locais cada vez mais reduzidos tendo que aproveitar o máximo de cada centímetro disponível. Diante da complexidade do assunto, projetar e executar estruturas de fundação, assim como estruturas de contenção, são temas bastante debatidos no meio da engenharia, já que grande parte desses empreendimentos são compostos por núcleos localizados em cotas inferiores, ou seja, subsolos. Tais estruturas estão sujeitas a esforços provenientes dos maciços de terra que as rodeiam, chamados de empuxo, daí a importância de se estudar as implicações dessas tensões nas estruturas. Ao passo em que a engenharia, em sua grandeza e complexidade, cresce e evolui a cada dia, a tecnologia se torna um braço importante nessa caminhada. Pensando nisso, este trabalho teve como objetivo desenvolver uma ferramenta auxiliar no processo de análise de estabilidade de estruturas de contenção. De modo a tornar mais fácil o acesso à ferramenta, optou-se pela utilização do MS Excel, por se tratar de um produto acessível a praticamente toda a classe profissional, além de ser bastante difundida entre os usuários de computadores.

Palavras-chave: Estacas justapostas; Fundações; Modelagem; Dimensionamento

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estacas-prancha metálicas.....	16
Figura 2 – Parede diafragma.....	17
Figura 3 – Perfil pranchado.....	17
Figura 4 – Esquema de estacas contíguas ou tangente.....	18
Figura 5 – Esquema de estacas secantes.....	19
Figura 6 – Terreno com sobrecarga.....	22
Figura 7 – Solos estratificados.....	22
Figura 8 – Empuxo ativo de Coulomb.....	24
Figura 9 – Deslizamento de base.....	25
Figura 10 – Tombamento.....	25
Figura 11 – Capacidade de carga.....	25
Figura 12 – Ruptura global.....	25
Figura 13 – Segurança contra o deslizamento.....	26
Figura 14 – Segurança contra o tombamento.....	27
Figura 15 – Estrutura em balanço.....	30
Figura 16 – Diagrama de tensões.....	30
Figura 17 – Diagrama de tensões.....	32
Figura 18 – Forças atuantes ao longo da estaca.....	32
Figura 19 – Tensões para o método MPPL.....	34
Figura 20 – Distribuição de tensões.....	34
Figura 21 – Planilha para determinação de estabilidade de estaca.....	35
Figura 22 – Dados de entrada.....	36
Figura 23 – Esquema de estaca	36
Figura 24 – Cálculo de empuxo.....	37
Figura 25 – Aplicação do fator de segurança.....	37
Figura 26 – Aplicação da função atingir meta.....	38
Figura 27 – Aplicação do fator de mobilização.....	38
Figura 28 – Cálculo da tensão líquida.....	39
Figura 29 – Exemplo 10.5.....	39
Figura 30 – Dados obtidos via planilha.....	40
Figura 31 – Dados obtidos via planilha.....	40

Figura 32 – Dados obtidos via planilha.....	42
Figura 33 – Dados obtidos via planilha.....	42

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparativo entre valores para método MMP	41
Tabela 2 – Comparativo entre valores para método MMP	43

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	133
2 OBJETIVOS.....	14
2.1 OBJETIVOS GERAIS	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
3 REFERENCIAL TEÓRICO	15
3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	15
3.1.1 CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA.....	15
3.1.2 PAREDE DIAFRAGMA	16
3.1.3 PERFIL PRANCHADO	17
3.1.4 CORTINA EM ESTACA JUSTAPOSTA	18
3.1.4.1 TIPOS DE PERFIS DE ESTACAS JUSTAPOSTAS.....	18
3.1.4.1.1 ESTACAS TANGENTES	18
3.1.4.1.2 ESTACAS SECANTES	18
3.2 EMPUXOS DE SOLO	19
3.2.1 TEORIA DE RANKINE	19
3.2.1.1 CASOS COM SOBRECARGA UNIFORME	21
3.2.1.2 CASOS COM SOLOS ESTRATIFICADOS	22
3.2.2 TEORIA DE COULOMB	23
3.3 ESTABILIDADE DE TALUDES.....	24
3.3.1 SEGURANÇA CONTRA DESLIZAMENTO DE BASE.....	26
3.3.2 SEGURANÇA CONTRA O TOMBAMENTO.....	27
3.3.3 CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO	27
3.3.4 SEGURANÇA CONTRA RUPTURA GLOBAL	28
4 METODOLOGIA.....	29
4.1 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA CONTENÇÃO TIPO ESTACA JUSTAPOSTA.....	29
4.2 CORTINAS EM BALANÇO	29
4.2.1 CÁLCULO DA FICHA.....	29
4.3 MÉTODOS DE ANÁLISE	32
4.3.1 PASSO A PASSO PARA DETERMINAÇÃO DA FICHA	34
5 ELABORAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA	35

5.1 APLICAÇÃO EM EXEMPLOS DIDÁTICOS.....	39
6 CONCLUSÃO.....	44
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	44
7 REFERÊNCIAS	46

1 INTRODUÇÃO

Num cenário onde a busca por espaços para expansão territorial se torna cada vez mais evidente, aproveitar o máximo do lote já ocupado é algo preponderante, principalmente nos grandes centros urbanos. Nesse sentido, a construção de prédios com vários andares, assim como o aproveitamento do próprio local para a construção de subsolos evidencia a necessidade de fundações profundas como também estruturas capazes de conter o solo a fim de evitar deslizamentos.

Estruturas de contenção são, de acordo com Ranzini e Negro Jr (1998, pag. 503), elementos ou estruturas destinadas a contrapor os empuxos e/ou tensões geradas em um maciço de terra em que sua condição original de equilíbrio tenha sido alterada por algum processo externo, seja corte ou aterro, ou algum meio de movimentação de terra.

Nesse sentido, as estruturas de contenção devem ser planejadas e executadas de forma a garantir total segurança ao local. Um elemento mal dimensionado/executado pode ocasionar desperdício de insumos, tempo e mão de obra, tornando a obra onerosa, como também casos mais extremos como deslizamento de maciço de terra.

Portanto, este trabalho tem como objetivo desenvolver uma ferramenta capaz de auxiliar no processo de dimensionamento de estacas justapostas, sendo uma ferramenta prática e de fácil acesso, uma vez que foi desenvolvida na plataforma MS Excel, gerando mais economia e segurança ao projetista.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS GERAIS

Implementar uma análise de estabilidade de estruturas de contenção em estacas justapostas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- i) Desenvolver um sistema capaz de levar em consideração solos estratificados na análise de estruturas de contenção;
- ii) Desenvolver um sistema capaz de verificar se o elemento estrutural é estável em termos de empuxo;
- iii) Desenvolver uma ferramenta em software de fácil utilização que seja capaz de auxiliar na análise de estabilidade de uma estrutura de contenção.

3 REFERÊNCIAL TEÓRICO

3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção são obras de engenharia civil necessárias quando o estado de equilíbrio natural de um maciço de solo ou de rocha é alterado por solicitações que podem ocasionar deformações excessivas e até mesmo o colapso, devendo suportar pressões laterais (empuxo) de forma a garantir a segurança do talude (LUIZ, 2014).

A execução de uma estrutura de contenção pode representar um ônus financeiro muito alto para o empreendimento, podendo apresentar um custo até maior do que a própria edificação a ser construída, portanto, ressalte-se a importância de sempre estudar o melhor projeto de forma a atender as questões de segurança e menor custo envolvido (LUIZ, 2014).

De acordo com Saes et al. (1998) a escolha da estrutura a ser utilizada não depende apenas de fatores técnicos ou econômicos, como também de fatores externos, como por exemplo, no uso de tirantes, que deve haver a aprovação dos vizinhos para a sua execução, sendo assim, em alguns casos, inviável sua adoção.

Ainda segundo Saes et al. (1998) o desempenho de cada opção depende de alguns fatores, tornando a escolha da estrutura um processo um pouco mais complexo, quais sejam, as características do solo, as condições do N.A., espaço do terreno para implantação como também as condições das construções existentes nos arredores.

Para Budhu (2008) existem dois tipos de estruturas de contenção, sendo uma classe de elementos rígidos, como os muros de concreto que funcionam por gravidade, e outra classe sendo de elementos flexíveis que consistem em longos membros delgados em aço, concreto ou madeira que baseiam sua estabilidade na resistência passiva do solo e ancoragens.

Para Saes et al. (1998) essas estruturas são denominadas de cortinas, podendo ser executadas de diferentes formas, e seus principais tipos são: estacas-prancha, perfil pranchado, parede diafragma, cortina em estacas justapostas e colunas de “*jet grout*”.

Estacas justapostas são um tipo de contenção que pode ser executada ao longo do perímetro do lote, executada de forma alternada, com fechamento posterior do intervalo, podendo ser executada por vários tipos de solução como estacas escavadas a seco ou com uso de lama de estabilização, estaca tipo hélice continua ou estacas injetadas tipo raiz. (SIMÕES, 2015).

3.1.1 CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA

Usadas a mais de mil anos, as estacas-pranchas eram construídas em madeira ou ferro fundido. Suas ligações entre os diversos painéis que formam as cortinas são realizadas pelo tipo “macho-fêmea” (COUTO, 2014).

São perfis metálicos, de madeira ou de concreto cravados por percussão ou por vibração. Formam paramento estanque, sendo até dispensável o rebaixamento de lençol freático. Seu uso pode ser de forma definitiva ou provisória sendo capaz de suportar qualquer tipo de escoramento, entretanto, a depender das condições das edificações ao redor, podem provocar vibrações indesejáveis (LIMA, 2020). A figura 01 ilustra o método de cravamento dos perfis.

Nesse sentido, segundo (COUTO, 2014) as aplicações mais comuns deste tipo de estrutura estão relacionadas a contenções de terrenos em locais com nível freático elevado, garantindo assim de forma considerável a impermeabilização do local, sendo possível a realização de obras em cotas inferiores ao nível d'água; Na execução de fundações de estruturas nos leitos de rios e/ou no mar; assim como na construção de obras de vias de comunicação, como por exemplo, túneis, passagens de nível, encontro entre pontes e etc.

Figura 01 – Estacas-prancha metálica



Fonte: Fundesp (2020)

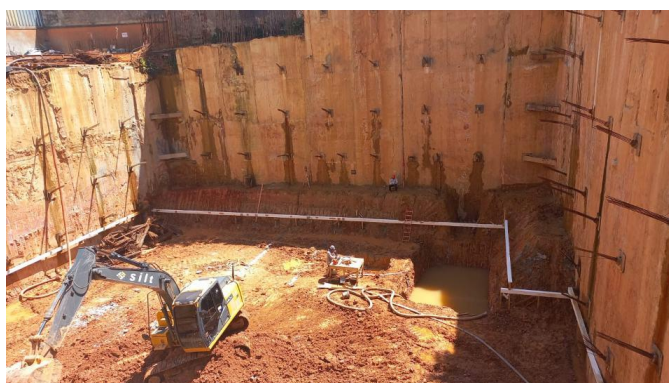
3.1.2 PAREDE DIAFRAGMA

Desenvolvida por C. Verder e Marconi em 1938, na Itália, a parede diafragma consiste em um muro vertical com cerca de 30cm a 120cm de espessura, formada por painéis ou lamelas adjacentes, capazes de absorver as forças de empuxo, cargas axiais como também momentos fletores.

As paredes pré-moldadas tratam-se, basicamente, de painéis pré-fabricados em usina ou no próprio canteiro, em concreto armado ou protendido. Um fator diferencial entre as moldadas no local se dá no processo executivo, onde há a substituição do fluido estabilizante por uma mistura chamada de *coulis*, composta por cimento, água e betonita, usada antes da inserção dos painéis, preenchendo assim os espaços entre as juntas, garantindo assim a estanqueidade (BRASFOND, 2013 apud ALMEIDA, 2013).

Ainda de acordo com (ALMEIDA, 2013) existem as paredes do tipo mistas, que são aquelas onde se tem uma limitação das dimensões das placas pré-moldadas, e que por esse motivo apenas o trecho superior é pré-fabricada, e também as paredes diafragma plástica, que consistem numa barreira vertical de *coulis*, sem função estrutural, tendo como principal característica resistir a percolação de água no local. A figura 2 a seguir ilustra uma parede diafragma atirantada.

Figura 02 – Parede diafragma



Fonte: Tarjab.com.br

3.1.3 PERFIL PRANCHADO

Estrutura comumente usada acima do lençol freático em que o solo possua estabilidade para serem escavados entre perfis para a implementação do pranchamento. A cravação dos perfis podem gerar vibrações indesejáveis, sendo assim, pode-se recorrer ao uso de pré-furos. A figura 03 ilustra a montagem de um perfil pranchado com painel treliçado dupla face de concreto pré-fabricado.

Figura 03 – perfil pranchado



Fonte: Cadernos técnicos – SINAPI (2019)

3.1.4 CORTINA EM ESTACA JUSTAPOSTA

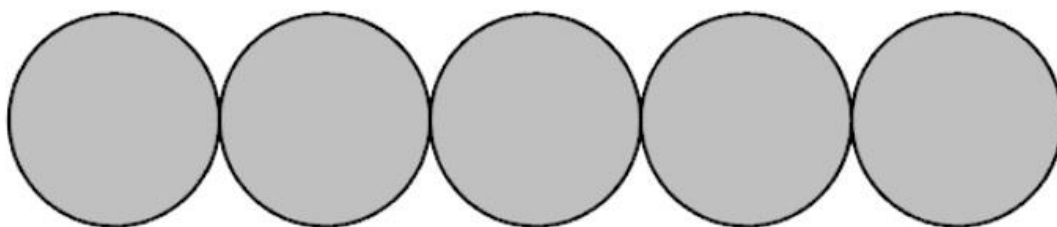
Para (HARRIS, 1983) o sistema de contenção por estacas justapostas é elementar, pois se trata de estacas alocadas de forma tangencial ou secante entre si, unidas por uma viga de coroamento na extremidade da superfície, sendo executadas com estacas escavadas a seco, hélice contínua, estacas raiz e até mesmo por cravação de pranchas metálicas, de concreto ou de madeira.

3.1.4.1 TIPOS DE PERFIS DE ESTACAS JUSTAPOSTAS

3.1.4.1.1 ESTACAS TANGENTES

De acordo com (COUTO, 2014) as estacas contíguas ou tangentes consistem na execução de um grupo de estacas alinhadas entre si com pequenos afastamentos de até 100mm, conforme figura 04, devido sua complexidade. Para esse processo é necessário ter um acompanhamento cuidadoso para que os furos sejam realizados da maneira mais vertical possível. Sua utilização é frequente em solos argilosos onde a afluência da água não seja um problema tão especial, não obstante seu uso possa ser feito com solos de materiais granulares.

Figura 04 – Esquema de estacas contíguas ou tangentes



Fonte: Manuel Gamboa, in slides PCed.

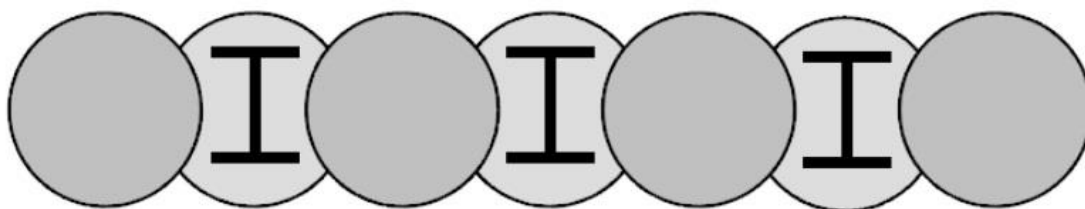
3.4.1.2 ESTACAS SECANTES

Consistem na construção de estacas alinhadas entre si, intersectando-se cada estaca com estacas alternadas ao longo da linha de produção, deixando assim um espaço livre de menos de um diâmetro, como ilustra a figura 05. Tal conjunto é composto por estacas do tipo “fêmea”, podendo conter ou não em seu interior um perfil metálico, a fim de garantir maior resistência à estaca. Quanto a impermeabilização, esse tipo de estaca possui melhor desempenho, porém está associada a uma boa execução, pois falhas nas intersecções acarretará infiltrações na parede (COUTO, 2014).

(COUTO, 2014) elenca fatores para que a escolha desta solução seja a mais coerente possível, quais sejam: A presença de nível freático, que inviabiliza a escolha de estacas

espaçadas e tangentes devido a possibilidade de infiltração pela parede; A coesão do solo a ser perfurado, pois quanto maior sua coesão, mais fácil a execução das estacas; O fator econômico juntamente com o prazo de entrega da obra, tendo em vista que outros tipos de estacas acabam sendo bem mais baratas e fáceis de executar se comparado a esta, e por fim, deve-se analisar a quantidade de estacas a serem realizadas, já que impacta diretamente no item anteriormente citado.

Figura 05 – Esquema de estacas secantes



Fonte: Manuel Gamboa, in slides PCed.

3.2 EMPUXOS DE SOLO

As estruturas de contenção, como os muros de arrimo e cortinas, são elementos muito comuns na engenharia de fundações, pois são estruturas que usadas para suportar taludes de massas de terra. Esses maciços exercem forças laterais de encontro a esses elementos, provocadas pelo empuxo lateral da terra. A magnitude do empuxo depende de alguns fatores, quais sejam, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo retido, da inclinação da superfície do aterro, a adesão do ângulo de atrito na interface parede-aterramento, da inclinação e altura do muro entre outros (DAS e SOBHAN, 2014).

3.2.1 TEORIA DE RANKINE

Segundo Craig (2007) essa teoria considera o estudo de tensões em uma massa de solo quando sua condição de equilíbrio plástico é atingida, e que quando a ruptura por cisalhamento está prestes a iniciar, ocorre de modo a gerar um ângulo de $45^\circ + \Phi$ com o plano principal de tensão maior.

Algumas hipóteses são consideradas para a determinação dessa teoria, sendo elas: um solo homogêneo, isotrópico, um terreno de superfície plana, a parede de contenção esteja em contato com o solo e que não haja atrito entre a estrutura e o solo, sendo o empuxo paralelo em relação à superfície do terreno (LUIZ, 2014).

O coeficiente de empuxo ativo proposto por Rankine é dado em função do ângulo de atrito do solo, de acordo com a equação 1 a seguir (CONSOLI, 1988):

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (1)$$

Onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo;

ϕ = ângulo de atrito efetivo do solo, em graus.

Isto posto, é possível calcular o empuxo ativo para solos granulares (equação 2) e para solos coesivos (equação 3):

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2 c' H \sqrt{K_a} \quad (3)$$

Onde:

E_a = empuxo ativo, em KPa;

K_a = coeficiente de empuxo ativo;

γ = peso específico do solo, em KN/m³;

H = altura da parede de solo, em m;

c' = coesão efetiva do solo, em KPa.

O coeficiente de empuxo passivo proposto por Rankine é apresentado pela equação 4 a seguir (CONSOLI, 1988):

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (4)$$

Onde:

K_p = coeficiente de empuxo passivo;

ϕ = ângulo de atrito efetivo do solo, em graus.

Logo, o empuxo passivo é dado pela equação 5 para os solos granulares e pela equação 6 para os solos coesivos:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (5)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2 c' H \sqrt{K_p} \quad (6)$$

Onde:

E_p = empuxo passivo, em KPa;

K_p = coeficiente de empuxo passivo;

γ = peso específico do solo, em KN/m³;

H = altura da parede de solo, em m;

c' = coesão efetiva do solo, em KPa.

O empuxo pode ser calculado em função das tensões verticais e horizontais, por meio da equação 7:

$$\sigma'_h = k_o \sigma'_v \quad (7)$$

Onde:

σ'_h = tensão horizontal efetiva, em kPa;

σ'_v = tensão vertical efetiva, em kPa

k_o = coeficiente de empuxo ao repouso.

3.2.1.1 CASOS COM SOBRECARGA UNIFORME

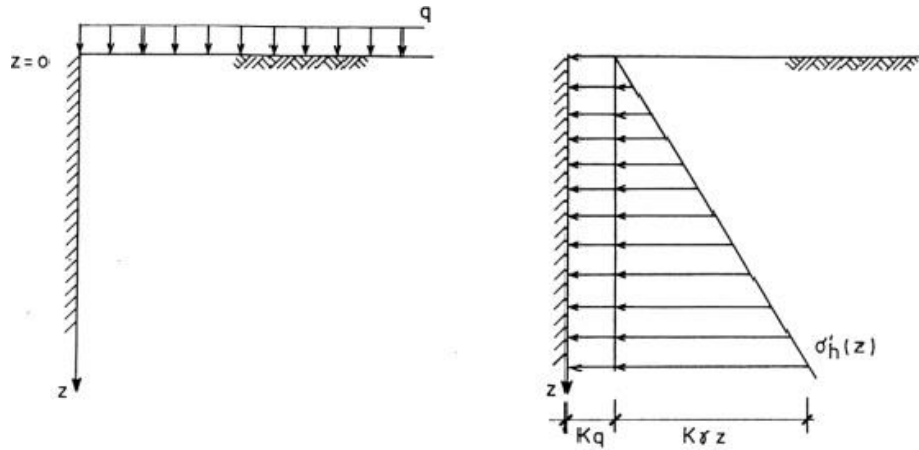
Nos casos em que existam sobrecargas distribuídas de forma uniforme, q , aplicadas sobre a superfície do terreno, a tensão vertical em qualquer ponto aumenta de igual valor, conforme mostra a equação 8, assim como a tensão horizontal será representada pela equação 9 (GERSCOVICH, 2010):

$$\sigma'(z) = \gamma \cdot z + q \quad (8)$$

$$\sigma'_h(z) = k \cdot \sigma'_v(z) \quad (9)$$

A figura 6 representa um terreno com sobrecarga em sua superfície, assim como seu diagrama de retangular de pressões.

Figura 6 – Terreno com sobrecarga



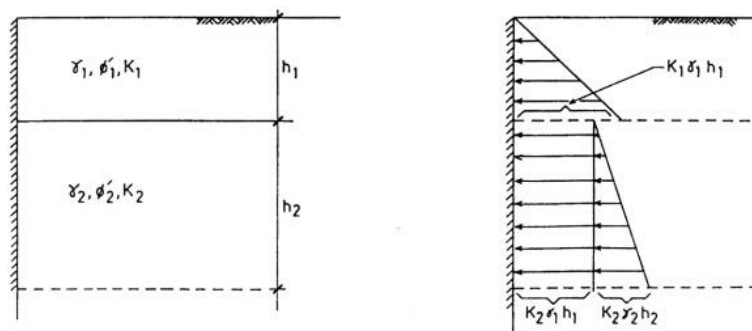
Fonte: Gerscovich, 2010

3.2.1.2 CASOS COM SOLOS ESTRATIFICADOS

Nos casos em que apresentem camadas diferentes de solos em determinado terreno, cada camada apresentará seu valor específico, seu ângulo de atrito assim como seu coeficiente de empuxo. Para obtenção da tensão horizontal no ponto logo acima da superfície que os separam é dado pela equação 10. Para chegar ao valor de tensão da camada inferior, a parte superior poderá ser considerada como uma sobrecarga uniformemente distribuída, formando assim o diagrama apresentado na figura 7 (GERSCOVICH, 2010).

$$\sigma = K_1 \cdot \gamma_1 \cdot h_1 \quad (10)$$

Figura 7 – Solos estratificados



Fonte: Gerscovich, 2010

3.2.2 TEORIA DE COULOMB

Coulomb (1776) apresentou a teoria para os empuxos ativos e passivos de terra contra muros arrimo. Para ele, o empuxo poderia ser determinado pela teoria de equilíbrio limite, sendo considerado ou não o atrito entre o muro de contenção e o solo. Sua teoria analisa por tentativas o equilíbrio das superfícies de rupturas, chamadas de cunhas (LUIZ, 2014).

Conforme ilustra a figura 8, sendo AB a face do muro que suporta o solo, α o ângulo formado entre a superfície indicada com a horizontal, e BC uma superfície de tentativa de ruptura, as forças envolvidas são (DAS e SOBHAN, 2014):

1. W – peso da cunha de solo;
2. F – resultante entre a força normal na superfície de ruptura com a força de cisalhamento;
3. P_a - força ativa por comprimento específico do muro.

A figura 8 (b), representa o triângulo de força para a cunha de solo da figura 8 (a), aplicando a lei dos senos para o triângulo, tem-se (DAS e SOBHAN, 2014):

$$\frac{W}{\sin(90 + \theta + \delta' - \beta + \phi')} = \frac{P_a}{\sin(\beta - \phi')} \quad (11)$$

ou

$$P_a = \frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(90 + \theta + \delta' - \beta + \phi')} W \quad (12)$$

A equação 12 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\beta - \phi')}{\cos^2 \theta \sin(\beta - \alpha) \sin(90 + \theta + \delta' - \beta + \phi')} \right] \quad (113)$$

Em seguida, deriva-se a equação 13 para a obtenção do empuxo, sendo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (124)$$

O coeficiente do empuxo ativo de terra de Coulomb K_a é dado por:

(135)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Onde:

E_a = Empuxo ativo;

K_a = Coeficiente de empuxo ativo;

β = Ângulo de inclinação com a horizontal do terreno a ser contido;

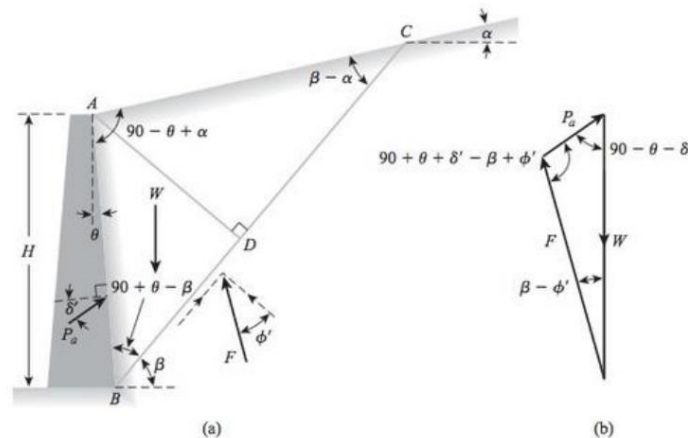
δ = Ângulo de atrito solo – muro;

ϕ = Ângulo de atrito do solo;

γ = Peso específico do solo;

H = Altura do muro.

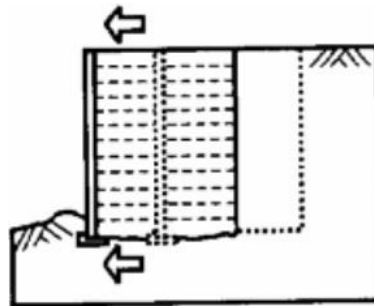
Figura 08 – Empuxo ativo de Coulomb: (a) cunha de tentativa de ruptura; (b) polígono de força.



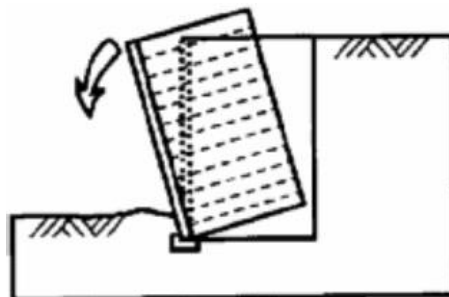
Fonte: DAS e SOBHAN, 2014

3.3 ESTABILIDADE DE TALUDES

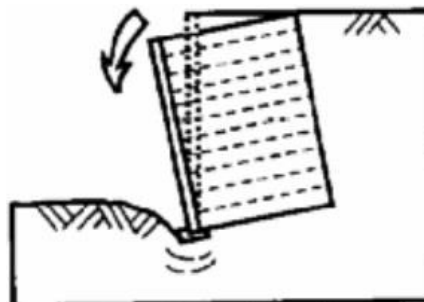
Na verificação de estabilidade de um muro de arrimo, em qualquer de suas seções, é necessário a verificação das condições de estabilidade em relação ao tombamento, deslizamento de base, capacidade de cargas da fundação como também a ruptura global, conforme ilustra as figuras 9, 10, 11 e 12 a seguir (GERSCOVICH, 2010).

Figura 9 – Deslizamento de base

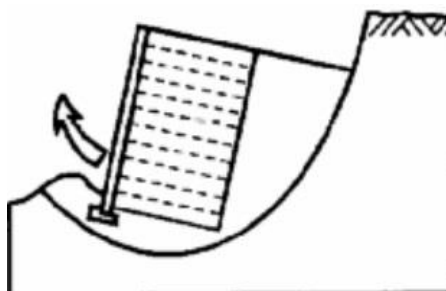
Fonte: GERSCOVICH, 2010

Figura 10 - Tombamento

Fonte: GERSCOVICH, 2010

Figura 11 – Capacidade de carga

Fonte: GERSCOVICH, 2010

Figura 12 – Ruptura global

Fonte: GERSCOVICH, 2010

3.3.1 SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO DE BASE

A segurança contra o deslizamento de base compreende em verificar o equilíbrio das forças horizontais atuantes, com o objetivo de evitar que a estrutura se desloque devido a ação das cargas, de forma que o fator de segurança seja superior a 1,5, de acordo com a seguinte equação (GERSCOVICH, 2010):

$$FS_{DES} = \frac{\Sigma F_{RES}}{\Sigma F_{SOLIC}} \geq 1,5 \quad (146)$$

Onde:

FS_{DES} = Fator de segurança contra o deslizamento;

ΣF_{RES} = Somatório dos esforços resistentes;

ΣF_{SOLIC} = Somatório dos esforços solicitantes.

A figura 13 ilustra as forças atuantes em uma estrutura de contenção, de forma que o fator de segurança contra o deslizamento pode ser rescrito da seguinte forma:

$$FS_{DES} = \frac{E_p + S}{E_a} \geq 1,5 \quad (157)$$

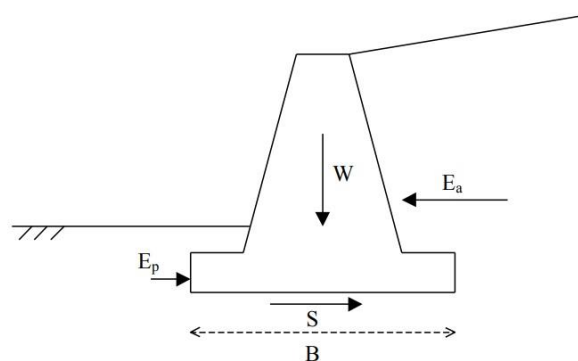
Onde:

E_p = Empuxo passivo;

S = Esforço cisalhante atuante na base;

E_a = Empuxo ativo.

Figura 13 – Segurança contra o deslizamento

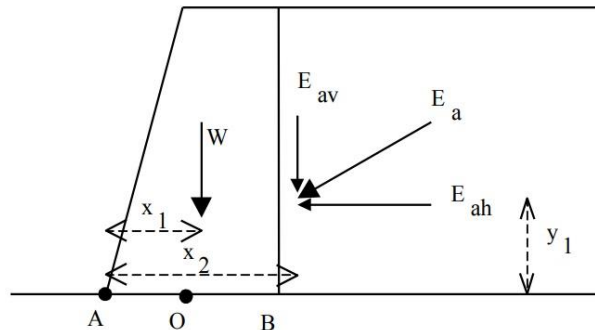


Fonte: GERSCOVICH, 2010

3.3.2 SEGURANÇA CONTRA O TOMBAMENTO

Para que não ocorra tombamento em um muro em torno de sua extremidade externa, como mostra o ponto A na figura 14, o momento resistente deverá ser maior que o momento solicitante.

Figura 14 – Segurança contra o tombamento



Fonte: GERSCOVICH, 2010

O coeficiente de segurança contra o tombamento é determinado pela seguinte equação 18, de forma que o momento resistente equivale ao momento gerado pelo peso próprio do muro, e que, o momento solicitante é indicado pelo empuxo total atuante (GERSCOVICH, 2010).

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5 \quad (168)$$

Onde:

FS_{TOMB} = Fator de segurança contra o tombamento;

M_{RES} = Momento resistente;

M_{SOLIC} = Momento solicitante.

3.3.3 CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

Consiste em verificar a segurança contra a ruptura assim como deformações excessivas do terreno de fundação, numa análise que toma por base uma estrutura rígida com tensões ao longo de sua base (GERSCOVICH, 2010).

Ainda para Gerscovich (2010), o critério recomendado para que não ocorra ruptura do solo de fundação do muro é baseado na equação:

$$\sigma_{max} < \frac{q_{max}}{FS} \approx \frac{q_{max}}{2,5} \quad (179)$$

Onde q_{max} é a capacidade de suporte encontrada pelo método de Terzaghi-Prandtl, descrita pela equação:

$$q_{max} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (20)$$

Onde:

$B' = B - 2e = \text{Largura equivalente da base do muro};$

$c' = \text{Coesão do solo de fundação};$

$\gamma_f = \text{Peso específico do solo de fundação};$

$q_s = \text{Sobrecarga efetiva no nível da base da fundação};$

$N_c, N_q, N_\gamma = \text{Fatores de capacidade de carga.}$

3.3.4 SEGURANÇA CONTRA RUPTURA GLOBAL

Para Gerscovich (2010) esta segurança refere-se ao conjunto solo-muro, existindo a hipótese de ruptura do terreno por uma superfície de escorregamento, assim como ilustra a figura 9, devendo assim ser usado os conceitos de análise de estabilidade geral, que consiste em verificar um mecanismo de ruptura global do maciço. Nessa situação, o elemento estrutural é considerado como um membro interno à massa de solo que devido tais circunstâncias pode se deslocar como um corpo rígido.

O fator de segurança é definido pela seguinte equação:

$$FS_{global} = \frac{\Sigma M_{resistentes}}{\Sigma M_{instabilizantes}} \begin{cases} > 1,3 \text{ obras provisórias} \\ > 1,5 \text{ obras permanentes} \end{cases} \quad (21)$$

4 METODOLOGIA

Nesta etapa serão apresentados os métodos adotados, assim como os procedimentos que serviram de base para a concretização do objetivo principal deste trabalho, partindo do estudo em literatura até a produção da ferramenta auxiliar na análise de estabilidade de estruturas de contenção. Este trabalho possui uma abordagem quali-quantitativa, pois busca compreender os parâmetros envolvidos numa análise de estabilidade, suas formulações matemáticas, que serviram como base teórica para o desenvolvimento da planilha eletrônica. Sua natureza pode ser classificada como aplicada, uma vez que tem como foco aplicar os conhecimentos sobre o assunto abordado a fim de solucionar problemas específicos da temática abordada. Quanto aos procedimentos, esta pesquisa é classificada como pesquisa experimental pois se caracteriza em manipular formulações apresentadas com a finalidade de testar a eficiência do aplicativo desenvolvido.

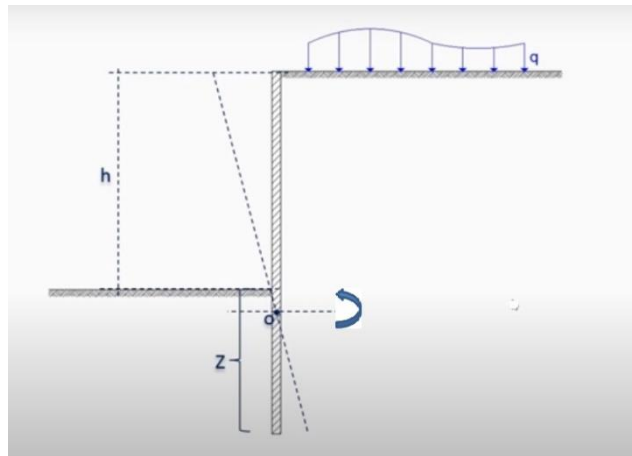
4.1 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA CONTENÇÃO TIPO ESTACA JUSTAPOSTA

As cortinas podem ser subdivididas em elementos sem ancoragem (em balanço), usadas em situações onde a estrutura não é tão grande, seja uma obra provisória de contenção, seja um escoramento etc, assim como o contrário, que são denominadas de atirantadas ou escoradas, utilizadas para grandes estruturas de contenção, que exercem mais estabilidade devido os tirantes cravados no solo, gerando ancoragem ao maciço. As cortinas em balanço dependem da resistência passiva do solo para obter sua estabilidade, enquanto que as cortinas com ancoragem dependem de uma combinação entre os tirantes juntamente com a resistência passiva do solo (BUDHU, 2008).

4.2 CORTINAS EM BALANÇO

4.2.1 CÁLCULO DA FICHA

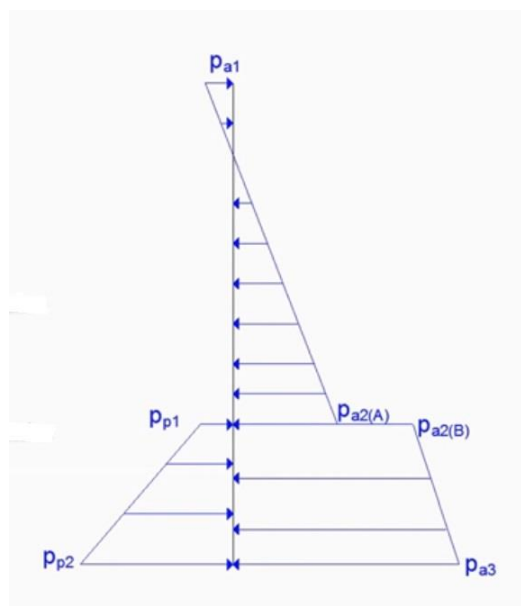
As cortinas em balanço possuem uma característica intrínseca a elas, sua estabilidade como estrutura de contenção depende da profundidade de embutimento, ou seja, a ficha da estrutura. É necessário que se projete uma estrutura desse porte com uma profundidade capaz de sustentar ela própria, assim como, possuir uma rigidez em determinado ponto de profundidade capaz de sustentar os esforços de empuxos que geram forças sobre a estrutura, tendendo a rotações, como ilustra a figura 15 a seguir.

Figura 15 – Estrutura em balanço

Fonte: Estrutura Imagem, 2019

Portanto, para tal análise é necessário que se conheça a distância exata do ponto O , para que seja verificada influência das forças existentes dos maciços de solo atuantes neste ponto, ou seja, identificar se a estrutura é capaz de resistir a esforços de rotação tanto na região jusante, quanto na região a montante da estrutura.

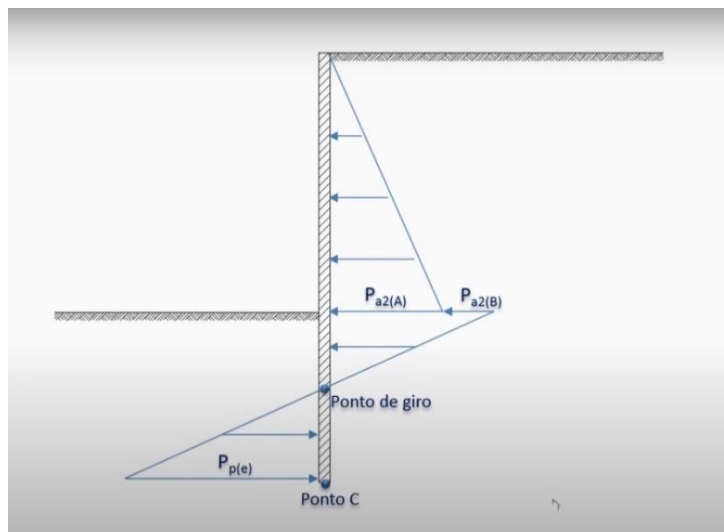
Vale destacar que, na região acima do ponto de escavação, a força de empuxo atuante é ativa, forçando a estrutura a girar no sentido anti-horário, e a medida em que a estrutura vai entrando abaixo do nível de perfuração, a força de empuxo passiva aumenta gradativamente até o ponto final da estrutura como ilustra a figura 16 a seguir.

Figura 16 – Diagrama de tensões

Fonte: Estrutura Imagem, 2019

Em um determinado ponto, a magnitude do empuxo ativo vai se anulando com a intensidade do empuxo passivo, gerando um ponto de inflexão entre as regiões, onde as tensões horizontais existente são iguais a zero. A partir desse ponto, ocorre uma inversão de forças atuantes, ou seja, do nível de escavação até o ponto O existe maior atuação de força de empuxo ativo, e logo abaixo do ponto de inflexão, a situação é invertida, devido as forças de reação ao longo da estaca, como ilustra a figura 17 logo abaixo.

Figura 17 – Diagrama de tensões

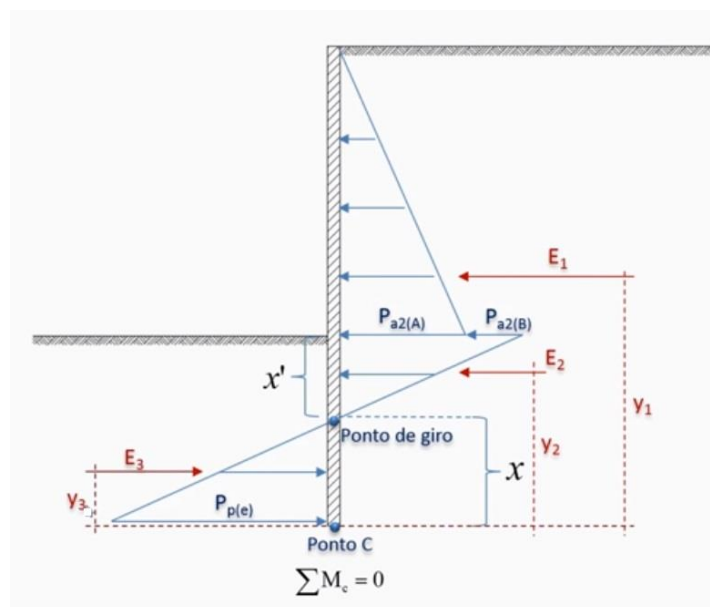


Fonte: Estrutura Imagem, 2019

A importância da definição do ponto de giro, ou de inflexão, se evidencia na análise do equilíbrio da estrutura, pois é necessário entender o quanto a mais precisa existir de estaca abaixo do ponto para que, a intensidade de empuxo passivo seja capaz de equilibrar a força ativa existente acima do ponto de giro da estrutura.

De acordo com Hachich (1998) o cálculo necessário para a determinação da ficha consiste em analisar o somatório de momentos gerados pelos empuxos passivos, menos o somatório de momentos gerados pelos empuxos ativos que acontecem como base o final da estaca. A figura 18 a seguir ilustra as forças atuantes no ponto mais baixo da estaca, gerando momentos.

Figura 18 – Forças atuantes ao longo da estaca



Fonte: Estrutura Imagem, 2019

Segundo Blum (1931) a determinação da distância entre o ponto de giro até a superfície superior, denominada por x' na imagem anterior, é dada em função da força resultante passiva, $P_{p(e)}$ igualada a zero, isso porque essa tensão é resultado do somatório entre as tensões existentes na base da estaca, como ilustra a imagem 16.

Por fim, aplicando as equações para um somatório de momentos na base da estrutura, é possível determinar o comprimento do ponto de giro até o limite da estaca. O valor final da ficha é determinado pela soma dos dois fatores, ou seja, o intervalo entre o ponto de rotação até a camada de solo acima e o final da estrutura. Vale ressaltar que esse valor é acrescido uma porcentagem que varia entre 20% a 30% como critério de segurança.

4.3 MÉTODOS DE ANÁLISE

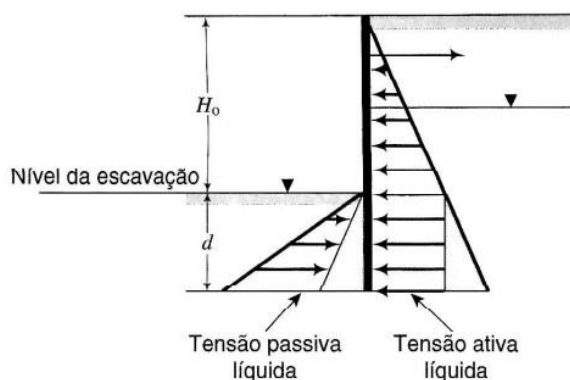
Os métodos analíticos e numéricos cabem neste estudo, contudo, este trabalho irá apresentar de forma mais clara e objetiva os métodos analíticos. Serão abordados 4 métodos, que diferem entre si, entre outros motivos, a forma com que os empuxos são propagados nos muros e na maneira de como o fator de segurança é adotado (BUDHU, 2008).

O primeiro é chamado de Método do Momento de Projeto (MMP) que consiste em analisar o comprimento de embutimento da estrutura, ou seja, o tamanho da ficha, a fim de satisfazer o equilíbrio de momentos pela utilização de um fator de segurança (FS), que varia entre 1,5 a 2,0, na resistência passiva, ou seja, é realizado uma minoração na força que atua como garantidor do equilíbrio da estrutura (BUDHU, 2008).

No segundo modelo, denominado de Método da Resistência de Projeto (MRP), fatores de minoração, também conhecidos por fatores de mobilização, são empregados nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, visto que são destinados a limitar esses parâmetros a valores que deverão ser mobilizados pelas cargas de projeto. A utilização de tais fatores converte-se em tensões ativas mais elevadas juntamente a tensões passivas mais baixas se comparados aos parâmetros de resistência do solo em serviço (BUDHU, 2008).

O terceiro método, denominado de Método de Tensão Passiva Líquida (MPPL) emprega a resistência passiva líquida em seu modelo. A figura 19 a seguir representa o modelo de tensões, onde uma linha vertical é projetada a partir da tensão ativa que está no nível de escavação do terreno à base do muro. Essa região é diminuída da tensão passiva, resultando na tensão passiva líquida. O fator de segurança é obtido pela divisão entre o somatório de momentos de resistência passiva líquida disponível pelo somatório de forças horizontais provocando rotação, sendo esse valor entre 1,5 e 2,0 (BUDHU, 2008).

Figura 19 – Tensões para o método MPPL



Fonte: Budhu, 2008

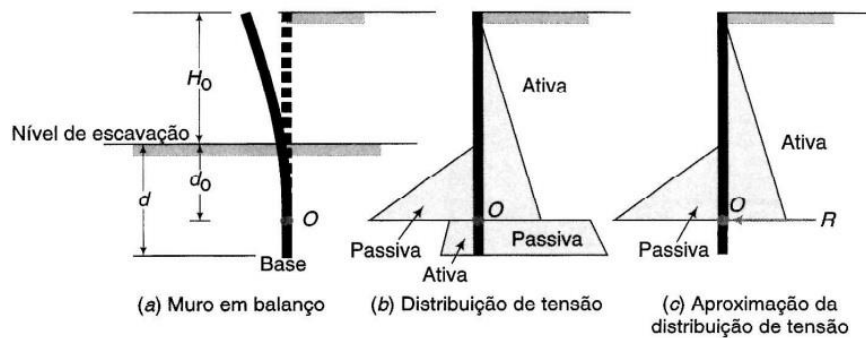
O quarto e último modelo é chamado de Método dos Estados Limites (LRFD), ou *Load and Resistance Factor Design*, que de forma resumida, consiste em calcular todas as forças horizontais existentes e logo após, aplicar os fatores de cargas (BUDHU, 2008).

As cortinas são analisadas tomando por consideração que a rotação acontece no ponto O, logo acima da base da estrutura, assim como ilustra a figura 20 (a). Em contraponto a esta consideração, logo abaixo do ponto de rotação, o empuxo passivo se encontra do lado direito do muro, enquanto que o empuxo ativo situa-se do lado esquerdo, conforme figura 20 (b). De forma a simplificar as análises realizadas, uma força R é introduzida no ponto O a fim de aproximar a resistência passiva líquida abaixo do ponto de rotação (BUDHU, 2008).

Após o cálculo dos momentos em torno do ponto de rotação O, é possível obter a profundidade de embutimento, ou seja, a ficha da estrutura, mas que, devido as

simplificações adotadas, tal profundidade será acrescida de 20% a 30% de seu valor (BUDHU, 2008).

Figura 20 – Distribuição de tensões



Fonte: Budhu, 2008

4.3.1 PASSO A PASSO PARA DETERMINAÇÃO DA FICHA

- Arbitrar um ponto O localizado acima da base do muro;
- Calcular os empuxos de terra ativos e passivos;
- Determinar a profundidade de embutimento, d_0 (ficha) através do somatório dos momentos aplicados em O ;
- Encontrar o valor final da ficha, d , com acréscimo de 20% a 30% em d_0 ;
- Determinar o valor da força horizontal R no ponto O ;
- Calcular a resistência passiva, P_p , abaixo do ponto O ;
- Verificar a seguinte condição: $R < P_p$, caso contrário, aumentar o valor da ficha e recalculá-la;
- Calcular o momento máximo na estrutura.

5 ELABORAÇÃO DA PLANILHA ELETRÔNICA

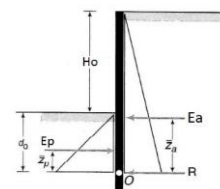
A planilha foi desenvolvida a fim de auxiliar o profissional no processo de dimensionamento de estacas justapostas, por ser uma ferramenta simples, de fácil acesso, desenvolvida na plataforma MS Excel.

Os métodos utilizados durante a construção da planilha estão descritos em tópicos anteriores. Ao final do processo, é realizado um comparativo entre valores encontrados entre os dois mecanismos implementados neste trabalho. A planilha tem como objetivo principal identificar a valor de embutimento da estaca, ou seja, a ficha, de modo a satisfazer critérios estabelecidos por cada método.

A figura 21 apresenta o corpo da planilha, sua interface, suas etapas a serem seguidas de acordo com os métodos citados ao longo deste trabalho.

Figura 21 – Planilha para determinação de estabilidade de estaca

PLANILHA PARA DETERMINAÇÃO DE ESTABILIDADE DE ESTACA			
DADOS INICIAIS		CÁLCULO DE EMPUXOS	
PESO ESPECÍFICO (γ):	18,0 kN/m ³	COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (K_a):	0,283
ÂNGULO DE ATRITO (ϕ):	34 °	COEFICIENTE DE EMPUXO PASSIVO (K_p):	3,537
COESÃO DO SOLO (C'):	0,0 kN/m ²	EMPUXO ATIVO (E_a):	109,51 kN/m
ALTURA (H_o):	3,00 m	EMPUXO PASSIVO (E_p):	403,57 kN/m
FICHA (d_o):	3,561 m	DISTÂNCIA ENTRE 'Ea' E 'O' (Z_a):	2,187 m
ALTURA TOTAL (H):	6,56 m	MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)a:	239,490
		DISTÂNCIA ENTRE 'Ep' E 'O' (Z_p):	1,187 m
		MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)p:	478,980
MÉTODO MMP:		MÉTODO MRP:	
FATOR DE SEGURANÇA (FS):	2	FATOR DE MOBILIZAÇÃO (F_ϕ):	1,5
(M_o)p:	239,490	ÂNGULO DE ATRITO DE PROJETO (ϕ_p):	23 °
(M_o)a:	239,490	COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (K_a):	0,444
ERRO:	0,00	COEFICIENTE DE EMPUXO PASSIVO (K_p):	2,254
CÁLCULAR FICHA		EMPUXO ATIVO (E_a):	205,38 kN/m
		EMPUXO PASSIVO (E_p):	353,07 kN/m
		MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)a_MRP:	490,988
		MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)p_MRP:	490,988
		ERRO:	0,0000
		CÁLCULAR FICHA	
CÁLCULO DA FICHA DE PROJETO:		CÁLCULO DE 'R':	
MÉTODO MMP:	4,27 m	MÉTODO MMP:	294,06 kN/m
MÉTODO MRP:	4,27 m	MÉTODO MRP:	147,69 kN/m
CÁLCULO DA TENSÃO LÍQUIDA (MMP):		CÁLCULO DA TENSÃO LÍQUIDA (MRP):	
TENSÃO LATERAL PASSIVA MÉDIA:	440,37 kPa	TENSÃO LATERAL PASSIVA MÉDIA:	307,90 kPa
TENSÃO LATERAL ATIVA MÉDIA:	19,93 kPa	TENSÃO LATERAL ATIVA MÉDIA:	36,65 kPa
TENSÃO LATERAL LÍQUIDA:	420,44 kPa	TENSÃO LATERAL LÍQUIDA:	271,25 kPa
TENSÃO LÍQUIDA:	299,40 kN	TENSÃO LÍQUIDA:	226,33 kN



Fonte: Autoria própria

Inicialmente, é necessário indicar os parâmetros iniciais do solo assim como da estrutura, como por exemplo peso específico do solo, ângulo de atrito, informações importantes para a determinação de outros parâmetros. Nesta etapa, também é determinada a altura H_o da estrutura, ou seja, quanto a estaca ficara aparente acima do nível de escavação. A

altura total será a soma entre a altura inicial H_o com a ficha. A figura 22 ilustra o que foi proposto.

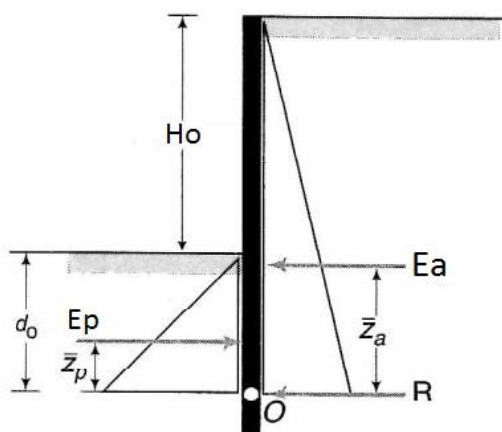
Figura 22 – Dados de entrada

DADOS INICIAIS
PESO ESPECÍFICO (γ):
ÂNGULO DE ATRITO (ϕ):
COESÃO DO SOLO (C'):
ALTURA (H_o):
FICHA (d_o):
ALTURA TOTAL (H):

Fonte: Autoria própria

A figura 23 mostra um esquema que serviu de base para entendimento de uma problemática, auxiliando o autor na solução do mesmo.

Figura 23 – Esquema de estaca



Fonte: Autoria própria

Uma observação a ser feita é que embora o valor da ficha seja o principal valor a ser encontrado, é necessário que seja dado um valor inicial, para que as equações sejam analisadas de forma automática pela planilha, e assim, ser realizada as análises seguintes. De posse dos dados iniciais, foi possível encontrar outros parâmetros importantes para o andamento do processo, como por exemplo, coeficientes de empuxo, determinados pelo método de Rankini, empuxos ativos e passivo, descritos nas equações 2 e 5 respectivamente. Também é necessário determinar as distâncias Z_a e Z_p , para apontar a intensidade da força de momento em torno do ponto de giro. A figura 24 ilustra o recorte da planilha para os cálculos supracitados.

Figura 24 – Cálculo de empuxo

CÁLCULO DE EMPUXOS
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (K_a):
COEFICIENTE DE EMPUXO PASSIVO (K_p):
EMPUXO ATIVO (E_a):
EMPUXO PASSIVO (E_p):
DISTÂNCIA ENTRE 'Ea' E 'O' (Z_a):
MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)a:
DISTÂNCIA ENTRE 'Ep' E 'O' (Z_p):
MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)p:

Fonte: Autoria própria

Outra observação a ser feita nesta etapa é que os dados iniciais, assim como os dados encontrados no passo anterior, serviram como base para análise do método MMP, citado no tópico 4.3, e que os dados para o método MRP, são inseridos a parte, a fim de se analisar de forma individual cada método empregado.

Conforme descrito no tópico 4.3, um fator de segurança é utilizado no cálculo do momento fletor na região passiva da estrutura para o método MMP, conforme ilustra a figura 18. Sendo assim, o valor encontrado na etapa anterior correspondente a $M_{o,p}$ foi dividido pelo fator de segurança, que varia entre 1,5 a 2, segundo a figura 25 a seguir.

Figura 25 – Aplicação do fator de segurança

MÉTODO MMP:
FATOR DE SEGURANÇA (FS):
(M_o)p:
(M_o)a:

Fonte: Autoria própria

Nesta etapa, os valores encontrados dos momentos fletores adquirem um considerável papel para a obtenção do valor da ficha. Os valores são igualados a fim de, que sua possível diferença seja levada ao valor zero variando o valor de embutimento. Para tal, foi acionado a função atingir meta do MS Excel, que de forma rápida, consegue encontrar um valor de embutimento, d_0 , capaz de satisfazer a igualdade entre os momentos ativo e passivo, sendo assim, possível prosseguir com as demais análises. A imagem a seguir exemplifica o procedimento citado.

Figura 26 – Aplicação da função atingir meta

MÉTODO MMP:	
FATOR DE SEGURANÇA (FS):	2
(Mo)p:	239,490
(Mo)a:	239,490
ERRO:	0,00
CALCULAR FICHA	

Fonte: Autoria própria

Já para o método MRP, foi aplicado um fator de mobilização que age diretamente no ângulo de atrito do solo, e que por consequência, afeta nos parâmetros descritos abaixo na figura 27, evidenciando assim, o fato de que para tal método é necessário ser trabalho de forma individual, se comparado com outros métodos.

Figura 27 – Aplicação do fator de mobilização

MÉTODO MRP:
FATOR DE MOBILIZAÇÃO ($F\phi$):
ÂNGULO DE ATRITO DE PROJETO (ϕ_p):
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (K_a):
COEFICIENTE DE EMPUXO PASSIVO (K_p):
EMPUXO ATIVO (E_a):
EMPUXO PASSIVO (E_p):
MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)a_MRP:
MOMENTO NO PONTO 'O' (M_o)p_MRP:

Fonte: Autoria própria

De posse do valor da ficha, é acrescido a esse valor uma taxa entre 20% a 30% para a determinação da ficha de projeto. Em seguida é calculado a força R , como sendo a diferença entre as forças horizontais encontradas. Posteriormente, é calculada a resistência passiva líquida que atua abaixo do ponto O . A equação 22 representa a tensão lateral passiva média. A equação 23 demonstra a tensão lateral ativa média. A diferença entre as duas representa a tensão lateral líquida. A tensão líquida é obtida pela multiplicação entre a tensão lateral líquida e $0,2d_0$. A figura 28 a seguir ilustra apresenta os parâmetros citados.

$$K_{px} \cdot \gamma(H_0 + 1,1d_0) \quad (22)$$

$$K_{ax} \cdot \gamma(1,1d_0) \quad (23)$$

Figura 28 – Cálculo da tensão líquida

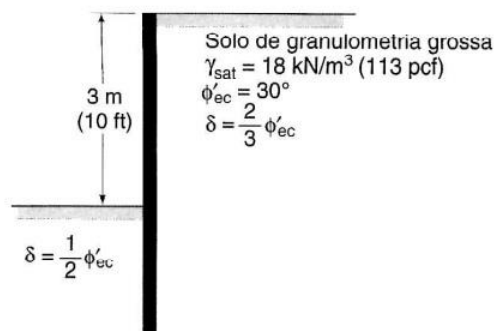
CÁLCULO DA TENSÃO LÍQUIDA (MMP):
 TENSÃO LATERAL PASSIVA MÉDIA:
 TENSÃO LATERAL ATIVA MÉDIA:
 TENSÃO LATERAL LÍQUIDA:
 TENSÃO LÍQUIDA:

Fonte: Autoria própria

Logo após, é verificado a condição de satisfação, ou seja, se a profundidade de embutimento da estaca, está numa profundidade capaz de suportar os esforços solicitantes, gerando sua estabilidade de tal modo que, o valor da resistência líquida deve ser maior que o valor da força R . Caso contrário, deve-se voltar aos primeiros passos e recalcular o valor da ficha, a fim de convergir todos os processos estabelecidos.

5.1 APLICAÇÃO EM EXEMPLOS DIDÁTICOS

Exercício 10.5 – Mecânica dos solos e fundações, BUDHU, Muni. Determinar a profundidade de embutimento necessária para a estabilidade de um muro flexível em balanço apresentado na figura a seguir, usando $(FS)_p = 2$, $F\phi = 1,25$.

Figura 29 – Exemplo 10.5

Fonte: Budhu, 2008

Solução:

Todo o processo foi realizado via planilha eletrônica, segue abaixo as imagens com os dados inseridos seguidos dos respectivos resultados e análises. A tabela 1 apresenta o comparativo entre a literatura e a planilha.

Figura 30 – Dados obtidos via planilha

DADOS INICIAIS	
PESO ESPECÍFICO (γ):	18,0 KN/m ³
ÂNGULO DE ATRITO (ϕ):	30 °
COESÃO DO SOLO (C'): 0,0 KN/m ²	
ALTURA (H _o):	3,00 m
FICHA (d _o):	4,61 m
ALTURA TOTAL (H):	7,61 m
CÁLCULO DE EMPUXOS	
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (K _a):	0,333
COEFICIENTE DE EMPUXO PASSIVO (K _p):	3,000
EMPUXO ATIVO (E _a):	173,67 KN/m
EMPUXO PASSIVO (E _p):	573,45 KN/m
DISTÂNCIA ENTRE 'E _a ' E 'O' (Z _a):	2,536 m
MOMENTO NO PONTO 'O' (M _o) _a :	440,459
DISTÂNCIA ENTRE 'E _p ' E 'O' (Z _p):	1,536 m
MOMENTO NO PONTO 'O' (M _o) _p :	880,917
MÉTODO MMP:	
FATOR DE SEGURANÇA (FS):	2
(M _o) _p :	440,46
(M _o) _a :	440,46

Fonte: Autoria própria

Figura 31 – Dados obtidos via planilha

CÁLCULO DA FICHA DE PROJETO:	
MÉTODO MMP:	5,53 m
CÁLCULO DE 'R':	
MÉTODO MMP:	399,78 KN/m
CÁLCULO DA TENSÃO LÍQUIDA (MMP):	
TENSÃO LATERAL PASSIVA MÉDIA:	435,75 KPa
TENSÃO LATERAL ATIVA MÉDIA:	30,42 KPa
TENSÃO LATERAL LÍQUIDA:	405,33 KPa
TENSÃO LÍQUIDA:	373,60 KN
VERIFICAÇÃO DE SATISFAÇÃO (MMP):	
ERRO	

Fonte: Autoria própria

TABELA 1 – Comparativo entre valores para método MMP

Dados	Literatura	Planilha
Coeficiente de empuxo ativo	0,28	0,33
Coeficiente de empuxo passivo	4,6	3,0
Empuxo ativo (KN/m)	89,21	173,67
Empuxo passivo (KN/m)	360,28	573,45
Ficha (m)	2,95	4,61
Ponto para momento fletor máximo (m)	3,68	3,98
Momento fletor máximo (KN.m)	36	39,97

Uma observação é necessária a fim de esclarecer as diferenças entre os valores ao longo do processo, tanto na literatura quanto na planilha.

É importante ressaltar que a literatura utilizou os dados tabulados de Kerisel e Absi (1990) para o cálculo dos coeficientes de empuxo, enquanto que neste trabalho o método de Rankine foi o escolhido. Já nesta etapa, é possível notar uma variação entre os coeficientes, afetando diretamente nos cálculos de empuxo, e consequentemente, no valor da ficha.

Portanto, verificou-se que os cálculos via planilha chegaram a uma não conformidade para o método, uma vez que a tensão líquida não conseguiu ser superior à força R , sendo assim necessário, segundo o método aplicado, rever o valor da ficha. Porém, vale ressaltar que, adotado os parâmetros usados pela literatura, a planilha consegue ser fidedigna aos valores do exemplo didático.

As figuras 32 e 33, representam, o quanto a planilha se aproxima dos valores do exemplo proposto, sendo inserido nos dados, os parâmetros adotados pela literatura, citados no parágrafos anterior.

Figura 32 – Dados obtidos via planilha

DADOS INICIAIS	
PESO ESPECÍFICO (γ):	18,0 kN/m ³
ÂNGULO DE ATRITO (ϕ):	30 °
COESÃO DO SOLO (C'):	0,0 kN/m ²
ALTURA (H _o):	3,00 m
FICHA (d _o):	2,948 m
ALTURA TOTAL (H):	5,95 m
CÁLCULO DE EMPUXOS	
COEFICIENTE DE EMPUXO ATIVO (K _a):	0,280
COEFICIENTE DE EMPUXO PASSIVO (K _p):	4,600
EMPUXO ATIVO (E _a):	89,15 kN/m
EMPUXO PASSIVO (E _p):	359,75 kN/m
DISTÂNCIA ENTRE 'E _a ' E 'O' (Z _a):	1,983 m
MOMENTO NO PONTO 'O' (M _o) _a :	176,748
DISTÂNCIA ENTRE 'E _p ' E 'O' (Z _p):	0,983 m
MOMENTO NO PONTO 'O' (M _o) _p :	353,495
MÉTODO MMP:	
FATOR DE SEGURANÇA (FS):	2
(M _o) _p :	176,748
(M _o) _a :	176,748

Fonte: Autoria própria

Figura 33 – Dados obtidos via planilha

CÁLCULO DA FICHA DE PROJETO:	
MÉTODO MMP:	3,54 m
CÁLCULO DE 'R':	
MÉTODO MMP:	270,60 kN/m
CÁLCULO DA TENSÃO LÍQUIDA (MMP):	
TENSÃO LATERAL PASSIVA MÉDIA:	516,89 kPa
TENSÃO LATERAL ATIVA MÉDIA:	16,34 kPa
TENSÃO LATERAL LÍQUIDA:	500,55 kPa
TENSÃO LÍQUIDA:	295,10 kN
VERIFICAÇÃO DE SATISFAÇÃO (MMP):	
OK	

Fonte: Autoria própria

A tabela 2, apresenta o resumo dos resultados obtidos via planilha onde os parâmetros utilizados pela literatura foram inseridos no processamento.

TABELA 2 – Comparativo entre valores para método MMP

Dados	Literatura	Planilha
Coeficiente de empuxo ativo	0,28	0,33
Coeficiente de empuxo passivo	4,6	3,0
Empuxo ativo (KN/m)	89,21	89,15
Empuxo passivo (KN/m)	360,28	359,75
Ficha (m)	2,95	2,948
Ponto para momento fletor máximo (m)	3,68	3,98
Momento fletor máximo (KN.m)	36	39,97

De posse dos dados obtidos pelo processamento da planilha, foi possível concluir que houve uma variação considerada desprezível no quesito comprimento da ficha, com alteração na terceira casa decimal. Em termos práticos, é possível considerar que o valor pode ser adotado em um cenário real de obra, uma vez que não se exige do operador uma precisão tão alta na execução de uma estrutura de contenção.

6 CONCLUSÃO

O setor da construção civil tem crescido constantemente, e a busca por espaços bem localizados no centros urbanos cresce em escala elevada, tornando intensa a busca entre os interessados. Em contrapartida, as obras tornam-se cada dia mais complexas, onde os locais acabam sendo mais reduzidos, existindo assim a necessidade de se aproveitar o máximo de cada lote

Tendo como principal objetivo desta pesquisa implementar uma análise de estabilidade de uma contenção, o estudo abordou aspectos fundamentais para que fosse possível a realização da meta principal deste trabalho.

Foi possível identificar através desta pesquisa quais elementos são essenciais para se obter uma estabilidade estática de uma estrutura de contenção, passando desde os aspectos relacionados à própria estrutura, como comprimento de ficha, altura do elemento acima do nível de escavação, assim como parâmetros relacionados ao solo, uma vez que a estrutura estará fixada abaixo do nível da superfície, como empuxos laterais.

Ao passo em que a tecnologia avança ao longo dos anos, se munir de ferramentas capazes de auxiliar o profissional em suas demandas do dia a dia é algo diferencial no mercado de trabalho. Quando se fala em ferramentas computacionais de fácil acesso, boa difusão entre usuários de computadores, este auxílio se torna bem mais importante. Nesse sentido, este trabalho serviu de base para criar uma ferramenta de fácil entendimento e que pudesse atender as demandas criadas pelo dia a dia do profissional.

A planilha foi desenvolvida a fim de auxiliar no cálculo de estabilidade de uma estaca de fundação. Embora seja um tanto quanto elementar, ainda assim mostrou-se capaz de acrescentar ao operador. Somando-se ao fato de o MS Excel ser uma potente ferramenta de programação, o profissional de engenharia, assim como demais profissões, pode cada vez mais acrescentar parâmetros, somado a recursos computacionais como por exemplo AutoCad, sendo possível gerar representações gráficas ao final de cada análise de estabilidade.

Analizando os resultados obtidos em comparativo com a literatura, a planilha mostrou-se capaz de ser utilizado como ferramenta auxiliar no cálculo de estabilidade, mais precisamente na determinação de valor de embutimento, ou seja, valor da ficha.

Desse modo, foi possível identificar que a ferramenta possui capacidade de ser inserida, mesmo que de modo complementar, no mercado de trabalho do profissional de engenharia. Porém, é valido destacar que, por se tratar de ferramenta computacional, sua evolução é sempre bem vista, uma vez que novos parâmetros podem ser introduzidos, e assim, tornando a planilha cada vez mais abrangente, atendendo outros objetivos.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Fica como sugestão para trabalhos futuros, dar continuidade a implementação, incorporando entre outros parâmetros, a presença de solos diversos, sobrecargas, assim

como cálculos relacionados a própria estrutura de contenção, como por exemplo área de aço presente na estaca.

7 REFERÊNCIAS

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JÚNIOR, A. Obras de contenções: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SALES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed). Fundações: teoria e prática. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998, p. 497-515.

MOLITERNO, A. Caderno de muros de arrimo. 1 ed. 2. Reimp. São Paulo: Edgard Blucher, 1983

SAES, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 517-536.

LUIZ, Bruna Julianelli. Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ, 2014.

BUDHU, M. Foundations and earth retaining structures. Hoboken (USA): John Wiley & Sons, 2008.

SIMÕES, Eduardo Bonow. **ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM ESTACAS JUSTAPOSTAS INJETADAS TIPO RAIZ: DIRETRIZES DE PROJETO E ESTUDO DO PROCESSO EXECUTIVO**. 2015. 86 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

LIMA, Wilton de Oliveira. **Comparação entre sistemas de contenção de subsolo: parede diafragma e estacas justapostas**. 2020. 74 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020

COUTO, Pedro Miguel Ferreira. **Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução**. 2014. 89 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2014.

ALMEIDA, T. Análise, projeto e execução de parede diafragma moldada in loco. 2013. 127 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2013.

HARRIS, Frank. Ground engineering equipment and methods. London, Granada, 1983. 281 p.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. Fundamentos de engenharia geotécnica. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

CRAIG, R. F. Craig Mecânica dos Solos. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007

CONSOLI, N. C. Mecânica dos solos II: empuxos de terras e estruturas de contenção. Porto Alegre, 1988.

GERSCOVICH, D.M.S. Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo. Rio de Janeiro: FEUERJ, 2010. Disponível em:< <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>> . Acesso em: 01 maio. 2023