

UNIFAAT FACULDADES

ENGENHARIA CIVIL

DANIEL DE ANDRADE

HUGO HARUO MARUMO

PAULO HENRIQUE DA SILVA LEITE

RODRIGO EIDY KUROISHI MANABE

VICTOR HUGO ALVES SILVA

ELEMENTOS PRÉ MOLDADOS

PARA MURO DE ARRIMO

ATIBAIA – SP

2018

UNIFAAT FACULDADES

ENGENHARIA CIVIL

DANIEL DE ANDRADE

HUGO HARUO MARUMO

PAULO HENRIQUE DA SILVA LEITE

RODRIGO EIDY KUROISHI MANABE

VICTOR HUGO ALVES SILVA

ELEMENTOS PRÉ MOLDADOS

PARA MURO DE ARRIMO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como exigência parcial
para obtenção do grau de Bacharel
em Engenharia Civil pela UNIFAAT
FACULDADES, sob orientação do
professor: Henrique Raymundo.

ATIBAIA – SP

2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradecemos a Deus, por seu amor, fidelidade e ter permitido o nosso ingresso e conclusão deste curso, pois foram muitos obstáculos vencidos.

Agradecemos ao Professor e Orientador Henrique Raymundo pela paciência e conselhos, orientações, broncas, incentivo em todos os momentos durante a preparação deste trabalho, da qual tivemos o privilégio em sermos alunos.

Agradecemos aos amigos que fizemos ao longo do curso, pois sem eles seria muito difícil assistirmos as intermináveis aulas, ouvirmos piadas e rirmos daqueles momentos complicados, dividirmos as vitórias, ouvirmos aquela palavra amiga nas derrotas. E termos ajudas nos trabalhos de grupos ou individuais que sempre pareciam gigantes.

Às nossas famílias pela compreensão, pois confiaram em nós e deram esta oportunidade de concretizar e encerrar mais uma caminhada em nossas vidas. Sabemos que eles não mediram esforços para que este sonho se realizasse, sem a ajuda e confiança deles nada disso seria possível hoje.

Agradecemos também a todos os Professores que ministraram aula a esta turma de Engenharia Civil.

Agradecemos, enfim, a todos aqueles que passaram pelas nossas vidas, o nosso muito obrigado.

“Nenhuma engenharia constrói caráter, mas com caráter se faz os melhores engenheiros”.

Jordan Lucas

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de inclinação típica mínima	35
Tabela 2 - Fatores condicionais de segurança.....	48
Tabela 3 - Peso sem considerar dente.....	58
Tabela 4 - Peso do muro com “dente”	61
Tabela 5 - Cálculo do momento resistente (M_r) em relação ao ponto (x).....	62
Tabela 6 - Cálculo do momento resistente (M_r) em relação ao ponto (0)	64
Tabela 7 - Descrições de barras comerciais	68
Tabela 8 - Descrições de barras comerciais	71
Tabela 9 - Descrições de barras comerciais	73
Tabela 10 - Materiais utilizados.....	76

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Terminologia	13
Figura 2 - Contenção pré-moldado tipo laje treliça	17
Figura 3 - Contenção pré-moldado tipo laje treliça peça	18
Figura 4 - Paineis de contenção concreto pré- moldado	19
Figura 5 - Muro de arrimo gravidade	20
Figura 6 - Muro gravidade	20
Figura 7 - Muro de gravidade de pneus	21
Figura 8 - Forças atuantes muro de flexão	22
Figura 9 - Muro de arrimo por flexão	22
Figura 10- Muro Cribwall	23
Figura 11 - Aplicação de chumbadores	24
Figura 12 - Muro rimobloco	24
Figura 13 - Muro rimobloco	25
Figura 14 - Muro de arrimo com bloco de concreto	26
Figura 15- Índices de resistência à penetração das sondagens à percussão (SPT) e índice de torque (T/N) ao longo da profundidade das sondagens SPT3 e SPT4.	28
Figura 16 - Procedimentos de sondagem à percussão	28
Figura 17 - Ilustração do procedimento descrito na NBR 6484:2001.	30
Figura 18 – Tensões presentes no solo	33
Figura 19 - Gráfico da variação dos empuxos em relação à pressão lateral....	35
Figura 20 - Gráfico de Movimentação do muro em relação à variação do empuxo	35
Figura 21 - Cunha de ruptura, teoria de Coulomb	37
Figura 22 - Parede interna lisa e vertical	38
Figura 23 - Parede interna lisa, inclinado do lado da terra e terreno horizontal	39
Figura 24 - Parede interna lisa, inclinado do lado da terra e terreno inclinado.	39
Figura 25 - Parede interna lisa, vertical e terreno com inclinação $\alpha = \phi$	40
Figura 26 - Terreno adjacente horizontal	40
Figura 27 - Parâmetros envolvidos na determinação dos empuxos	42
Figura 28 - Estabilidade de muro de arrimo	43

Figura 29 - Pré-dimensionamento do muro.....	44
Figura 30 - Deslizamento base.....	46
Figura 31 - Tombamento.....	47
Figura 32 - Gráfico de recalque.....	49
Figura 33 - Ruptura global.....	50
Figura 34 – Detalhe da drenagem.....	51
Figura 35 - Laudo SPT 01	53
Figura 36 - Laudo SPT 02	54
Figura 37 - Planilha de cálculo (inserção de dados).....	55
Figura 38 - Planilha de cálculo (relatório final)	56
Figura 39 - Detalhe das partes da peça (ponto "X")	63
Figura 40 - Detalhe das partes da peça (Ponto "O")	64
Figura 41 - Dimensões finais do muro.....	75
Figura 42 - Detalhamento da armadura	76
Figura 43 - Forma para fabricação	77
Figura 44- Dimensões da peça	78
Figura 45 - Muro em corte	79
Figura 46 – Conjunto, união dos módulos.....	79
Figura 47 - Dimensões do muro	80
Figura 48 - Disposição das peças no caminhão.....	81
Figura 49 - Disposição das peças no caminhão.....	82
Figura 50 - Disposição das peças no caminhão.....	82

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo estudar a possibilidade do emprego de elementos pré-moldados em muros de arrimo, mais especificamente em muros de gravidade em concreto armado. Para fundamentar o estudo de caso, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais assuntos essenciais ao dimensionamento e construção de muros de arrimo, abrangendo as teorias de Coulomb e Rankine para tensões no solo e empuxos de terra, estabilidade de estruturas de contenção, investigações geotécnicas (SPT – Standard Penetration Test), dimensionamento de elementos de concreto armado. No estudo de caso, foi realizado o dimensionamento de uma peça modular pré-moldada para construção de muros de arrimo utilizando dados de solo da região de Atibaia-SP, prevendo também as condições de transporte das peças até o local da obra.

Palavras-chave: pré-moldado, muro de arrimo, empuxos de terra, investigação de solo, concreto armado.

ABSTRACT

The present work aims at studying the possibility of the usage of precast elements in retaining walls, specifically reinforced concrete gravity walls. To substantiate the study case, a bibliographic review was done about the essentials topics of the design and building of retaining walls, such as Coulomb and Rankine Methods, lateral earth pressure, stability conditions, geotechnical investigation (SPT – Standard Penetration Test), design of reinforced concrete elements. In the case study, a precast modular part was designed for the construction of retaining walls using soil data from the Atibaia-SP region, also predicting the transportation conditions of the parts to the construction site.

Key words: precast, retaining wall, geotechnical investigation, earth pressure, reinforced concrete.

SUMÁRIO

1–INTRODUÇÃO	12
1.1. Objetivos	13
1.1.1 Objetivos Gerais	13
1.1.2. Objetivos Específicos	14
1.2 Justificativa.....	14
1.3. Metodologia.....	15
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1. Tipologia de muros arrimo	17
2.1.1 Contenção com elementos pré-moldados.....	17
2.1.1.1. Painéis de Contenção em Concreto Pré-Moldado	18
2.1.1.2. Muro de arrimo gravidade	20
2.1.1.3. Muro Cribwall	22
2.1.1.4. Muro de rimobloco.....	23
2.1.1.5. Bloco de concreto pré-moldados.....	25
2.2. Sondagem de Simples Reconhecimento e <i>Standard Penetration Test</i> (SPT).....	26
2.3 Empuxos de Terra.....	32
2.4. Teoria de Coulomb.....	36
2.5. Empuxo de terra para solos coesivos	41
2.6. Teoria de Rankine.....	41
2.7. Estabilidade do Muro de Arrimo.....	43
2.7.1 Deslizamento da Base	44
2.7.2 Tombamento	46
2.7.3 Capacidade de carga	48
2.7.4 Estabilidade Global	49
2.8 Drenagem	50

3. ESTUDO DE CASO	52
3.1. Determinação dos coeficientes de empuxo	57
3.2. Determinação do empuxo do solo.....	57
3.3. Determinação do empuxo de carga	58
3.4. Determinação da força total atuante	58
3.5. Determinação da força resistente	59
3.6. Análise das reações.....	59
3.7. Determinação do empuxo passivo	60
3.8. Dimensionamento do “dente” em relação a força resistente E_p	60
3.9. Determinação da força resistente	61
3.10. Determinação do empuxo passivo	61
3.11. Analisando as reações.....	62
3.12. Determinação das reações de momento	62
3.13. Determinação do momento atuante	63
3.13.1. Verificação do momento	63
3.13.2. Verificação da capacidade de carga	64
3.14. Determinação das tensões	65
3.15. Determinação da força normal.....	65
3.16. Determinação da área da base.....	65
3.17. Determinação das tensões máximas atuantes	66
3.18. Determinação das tensões mínimas atuantes	66
3.19. Determinação da armadura seção A.....	67
3.20. Determinação da armadura seção B.....	68
3.21. Determinação da armadura seção C	71
3.22. Determinação da cortante na seção A.	73
4. CONCLUSÃO.....	83
5. REFERÊNCIAS.....	84

1-INTRODUÇÃO

O projeto de contenção deve ser identificado pelas necessidades exigidas de acordo com a situação de cada obra e, segundo Moliterno (1980), é necessário identificar a natureza geológica da região, se há ocorrências de movimentos lentos na encosta e outros cenários que devem ser analisadas.

Seguindo as análises necessárias aliados a técnicas de construção e tecnologias se alcança uma estrutura de alta qualidade, com maior controle dos custos da obra. Ao atender um projeto como a de contenção de taludes, a utilização de elementos pré-moldados é justificável, tendo em vista a constante busca na redução do prazo das obras e redução de resíduos gerados (El Debs, 2017).

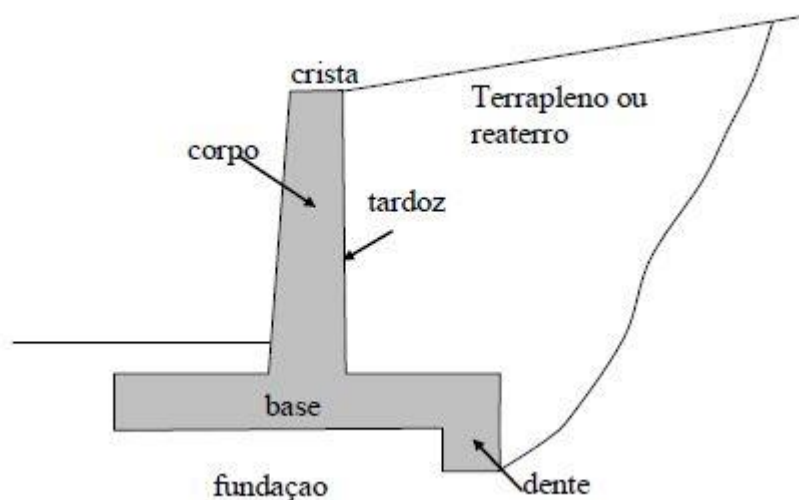
Para esse estudo, foi utilizado o modelo de muro de gravidade, e com base nisso foram adotadas as especificações para o desenvolvimento dos cálculos do elemento modular de concreto pré-moldado. Na determinação dos empuxos de terra, é comum o embasamento nas teorias de Coulomb e Rankine levando-se em conta obras de até médio porte, conforme visto em Marangon (2006) e neste estudo serão utilizadas tais metodologias.

De acordo com Gerscovich (2011), os muros de gravidade podem ser construídos de pedra ou concreto (simples ou armado), de gabiões ou ainda de pneus usados. Antes de executar a obra, deve-se conhecer todos os tipos de contenção, adequando assim o que melhor atenderá. A figura 1 ilustra a tipologia de um muro de gravidade em formato L, descrevendo suas terminologias. Ao se desenvolver um projeto de contenção, busca-se sempre atender as necessidades exigidas de cada projeto, de forma eficaz, com menor custo e com alta qualidade. Tais fatores de desempenho podem ser alcançados com o uso de estruturas pré-moldadas, algo cada vez mais comum (El Debs, 2017).

Os elementos pré-moldados podem ser implementados em estruturas de contenção de taludes de aterro por gravidade conforme visto em El Debs

(2017), que são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio.

Figura 1 - Terminologia



Fonte: Caputo (2013)

1.1. Objetivos

Esse estudo tem como finalidade tornar esta prática mais visível e acessível aos projetistas e engenheiros no mercado. Apresenta-se neste estudo as principais informações necessárias para que um projeto de muro de arrimo composto por elementos pré-moldados possa ser viabilizado.

1.1.1 Objetivos Gerais

Realizar o projeto de uma estrutura de contenção composta por elementos pré-moldados com armação de ferro e concreto, tendo como característica a tipologia de muro de gravidade. Propõe-se, neste caso, um estudo que garanta que estes elementos pré-moldados de contenção tenham um comportamento aceitável e seguro em situações de risco, como escorregamentos, translação e capacidade de carga.

As atividades são realizadas sempre buscando a segurança das obras e a estabilidade do solo a fim de projetar e executar uma estrutura eficiente de contenção.

1.1.2. Objetivos Específicos

O presente trabalho tem como objetivo específico o estudo de caso contemplando o dimensionamento de elementos pré-moldados compostos por peças (módulos) de 1 metro de largura e dimensões que não seja necessária a contratação de transporte de carga especial. Também será estudada a forma de fabricação das peças, de maneira que haja flexibilidade no planejamento e dimensionamento das peças para cada obra.

1.2 Justificativa

Os elementos de contenção pré-moldados agilizam o processo de montagem, mantendo todas as características do projeto, com um resultado muito satisfatório em diversos aspectos, que eliminam as formas de madeira com conseqüente economia de material e mão de obra.

Tais elementos podem substituir a tradicional cortina maciça de um muro de gravidade em concreto armado moldado in loco, com a vantagem de oferecer maior rapidez na execução e segurança na montagem.

A utilização dos elementos modulares pré-moldados, traz algumas vantagens, como visto em El Debs (2017):

- Redução do tempo de construção e menor necessidade do cimbramento;
- Melhor controle dos componentes pré-moldados;
- Diminuição do desperdício de materiais na construção.

Durante o processo de pesquisa, poucos estudos acadêmicos envolvendo o emprego de pré-moldados e pré-moldados em muros de arrimo de gravidade foram encontrados. Diante de tal cenário, o presente estudo

poderá gerar maior visibilidade no emprego de elementos pré-moldados nesta categoria.

1.3. Metodologia

Este trabalho é desenvolvido com base nos preceitos definidos pela ABNTNBR 11682:2009 (Estabilidade de taludes), bem como demais normas e trabalhos acadêmicos da área.

Para que a meta deste trabalho seja obtida, são analisados:

- Estudo e revisão bibliográfica buscando informações a respeito de como está a aplicação dos elementos pré-moldados para estruturas de contenção;
- Descrição dos métodos de cálculo do empuxo de terra. Para melhor entender o que venha ser empuxo de terra, nada mais é do que a solicitação exercida em uma estrutura de contenção que interage com o maciço terroso gerado por uma porção de terra que tende a voltar a sua inclinação natural, podendo ser dividida entre o ativo (ou simplesmente empuxo) e o passivo (verificado em dentes de ancoragem);
- Metodologia de Rankine e Coulomb (determinação de empuxos de terra);
- Descrição das tipologias mais usuais de muros de arrimo;
- Descrição das etapas de obtenção das dimensões dos elementos do muro de arrimo, considerando a tipologia descrita como “muro de gravidade”;
- Constatação do conjunto: verificação da estabilidade do conjunto com as medidas pré-dimensionadas e com as cargas verticais e horizontais, definição da posição do centro de pressão e excentricidade.
- Orientação para a determinação da armadura resistente aos esforços solicitantes no muro;

- Exemplificação da teoria de cálculo através do cálculo de um muro de arrimo pré-moldados, criação de um cenário, desnível 3,5 metros, solo conforme relatório de sondagem.
- Determinação das armaduras resistentes, detalhamento da armação do muro e os consumos de materiais tais como a quantidade de ferro e concreto;
- Destaque e projeto de um módulo único (comprimento 1m), que pode ser aplicado repetitivamente ao longo de desníveis padrões;
- Conclusão de modo a incentivar projetistas a empregarem o uso de pré-moldado em muros de arrimo.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Tipologia de muros arrimo

Os muros de arrimo são fundamentais para garantia da segurança. Ao longo dos anos foram desenvolvidas diversas técnicas construtivas para conter o solo. (DALDEGAN, 2016). Contudo, para um determinado talude, é possível escolher diversos tipos de muro de contenção que serão eficientes e seguros, que serão estudados a seguir.

2.1.1 Contenção com elementos pré-moldados

A contenção em elementos pré-moldados é utilizada com aplicação de painel pré-moldado de concreto, chamados de cortinas de contenção. Esse painel é uma placa dupla, um elemento pré-moldado tipo laje treliça, com face externa e interna. (Rozenbaum, 2004). Nota-se que é uma peça de fácil manuseio, como indicado nas Figuras 2 e 3.

Figura 2 - Contenção pré-moldado tipo laje treliça



Fonte: <http://www.geodactha.com.br/obrasem.htm>, acesso em 30 de Agosto 2018.

Figura 3 - Contenção pré-moldado tipo laje treliça peça



Fonte: <http://www.geodactha.com.br/obrasem.htm>, acesso em 30 de Agosto 2018.

2.1.1. Painéis de Contenção em Concreto Pré-Moldado

Segundo a norma NBR 9062/2017 o Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado distinguem: Elemento pré-moldado, que é executado fora do local de utilização definitiva na estrutura, com controle de qualidade. Elemento pré-fabricado sendo elemento pré-moldado, executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade.

Esses painéis também podem ser chamados de painéis pré-moldados. Os painéis de contenção substituem a tradicional cortina maciça, com a vantagem de oferecerem maior rapidez na execução. Elas incorporam a armadura e são formas para enchimento, não necessitando de acabamento externo. (PREMONTA, 2014).

A pré-fabricação em seu sentido mais geral se aplica a toda fabricação de elementos de construção civil em indústrias, a partir de matérias primas e semiprodutos cuidadosamente escolhidos e utilizados, sendo em seguida estes elementos transportados à obra onde ocorre a montagem da edificação. (REVEL 1973, pág. 109).

Os sistemas Pré-Moldados de Concreto, padronização de produtos e processos é amplamente difundida na pré-fabricação. Fabricantes de pré-moldados têm padronizado seus componentes adotando uma variação de seções transversais apropriadas para cada tipo de componente. Produtos típicos padronizados são: pilares, vigas e lajes de piso (como a laje alveolar, por exemplo. (ACKER, 2002).

Os painéis de contenção agilizam o processo de montagem, mantendo todas as características do projeto, com um resultado perfeito em todos os aspectos. (PREMONTA, 2014).

Após a cravação dos perfis metálicos e posterior escavação, os painéis são colocados um sobreposto ao outro, com as placas paralelas, alinhadas e apuradas, de modo a formar entre elas um “vazio contínuo”, para ser preenchido com concreto na obra, depois de receber armadura complementar (figura 4) (PREMONTA, 2014).

Figura 4 - Painel contenção concreto pré- moldado



Fonte: www.premonta.com.br, acesso em 15 de Maio 2018.

2.1.2. Muro de arrimo gravidade

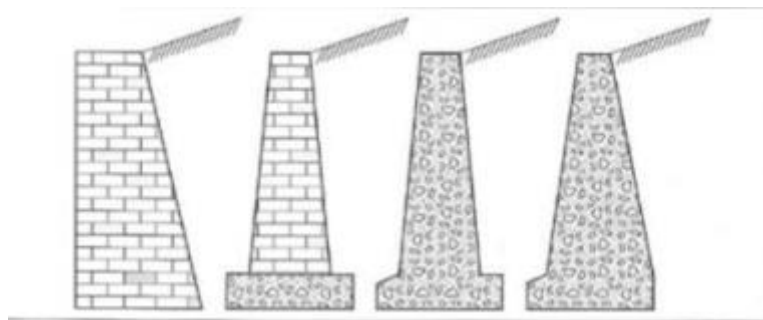
Os muros de arrimo por gravidade são aqueles que contêm a parcela de solo somente com a atuação do seu peso próprio. Estes muros, geralmente, possuem grandes dimensões. Os mesmos resistem ao empuxo do terreno por efeito do seu peso próprio, que faz com que surja uma força de atrito na sua interface com o solo, que evita o deslizamento e impede o seu desmoronamento. (DALDEGAN, 2016.). As figuras 5 e 6 ilustram exemplos de estruturas deste tipo.

Figura 5 - Muro de arrimo gravidade



Fonte: www.portalvirtuhab.br, acesso em 15 de Maio 2018.

Figura 6 - Muro gravidade



Fonte: Marchetti (2008).

Na maioria das vezes são constituídos por concreto simples ou armado, gabiões e mais recentemente, pneus velhos. Os pneus (figura 7) são economicamente viáveis, mas também são fontes de riscos diversos como acúmulo de água (zica, dengue, etc.) e menor confiabilidade nos materiais empregados. O muro de gravidade é relativamente mais baixo que os demais, sendo projetado de forma que não haja grandes tensões de tração na

estrutura. Caso haja necessidade de resistir a pequenas trações pode-se utilizar armadura, sendo conhecido como muro de gravidade aliviada. (DALDEGAN, 2016).

Figura 7 - Muro de gravidade de pneus

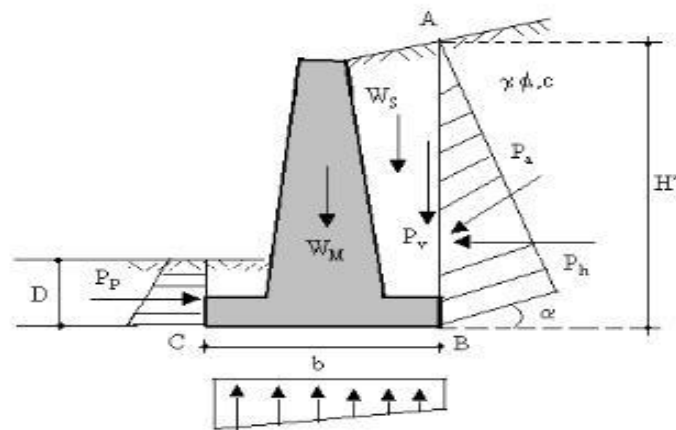


Fonte: www.diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade, acesso em 09 de novembro 2018.

Os muros de flexão também são chamados como muros de gravidade, conta com uma laje de fundo e outra vertical. Veja que são estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão. O suporte da força do solo é realizado pelo conjunto concreto mais aço, ou seja, são os muros de concreto armado, sendo feitos com materiais resistentes e armados com barras de aço (SOUZA, 1948), conforme ilustrado pelas figuras 8 e 9.

Atuam como os muros convencionais, tendo a mesma proporção entre base e altura. Em regra, são aplicados em aterros ou reaterro, pois precisam de peso extra.

Figura 8 - Forças atuantes muro de flexão



Fonte: Caputo 2013.

Figura 9 - Muro de arrimo por flexão



Fonte: www.portalvirtuhab.com.br, acesso 15 de maio 2018.

2.1.3. Muro Cribwall

São estruturas capazes de se acomodarem a recalques das fundações e funcionam como muros de gravidade. São estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que são montados no local, em forma de “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço interno é preenchido com material granular graúdo (RANZINI, 1998). De tal modo que são usados em taludes cortados ou aterros, geralmente em obras rodoviárias, conforme figura 10.

São estruturas de contenção de baixo custo, em que as peças mais usadas são as pré-fabricadas de concreto armado. Ademais, seu formato é parecido com fogueiras típicas de festas juninas, também chamadas de “muro em fogueira”. (SOUZA, 1948).

Figura 10– Muro Cribwall

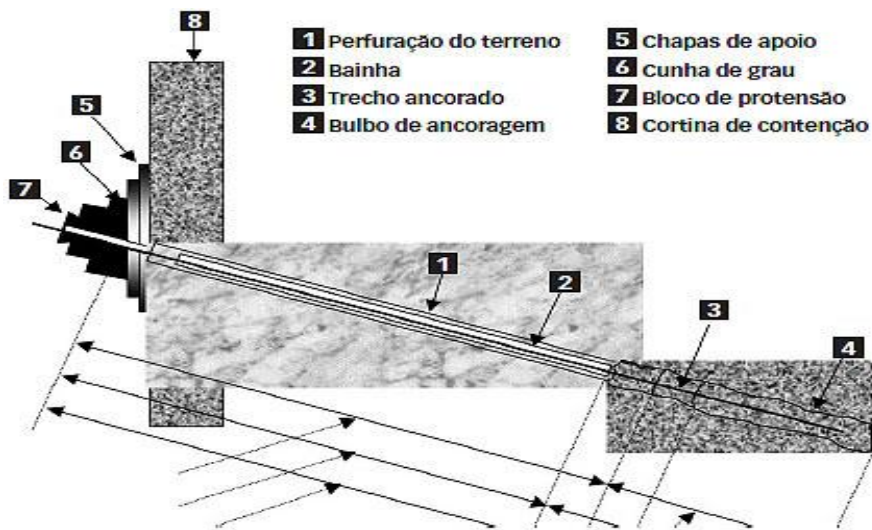


Fonte: www.portalvirtuhab.br, acesso em 15 maio 2018.

2.1.4. Muro de rimobloco

Atualmente a melhor solução de muro de arrimo para um desnível causado por uma obra de terraplenagem é o solo reforçado, os reforços podem ser de diversos tipos. São técnicas para contenção de talude um sistema chamado rimobloco. Entre os mais empregados atualmente, destacam-se os geossintéticos (geotêxtil e geogrelha) e a barra de aço com nata de cimento (chumbador). Quanto aos muros de arrimo em corte (figura 11), envolvem o corte do talude, é um sistema que utiliza peças pré-moldadas somente de concreto não-armado em forma de duplo "T" e chumbadores com cerca de 3 m de comprimento, que garantem a contenção do talude e atribuem uma excelente estética ao muro de arrimo, dispensando acabamentos. Trata-se de um muro articulado, formado por peças padronizadas e contido por chumbadores moldados (in loco). Esses chumbadores são fixos ao revestimento através de um encaixe na forma de cunha. Como as juntas entre os blocos são secas, não necessitando de argamassa, a drenagem da água ocorre com perfeição. (RIMOBLOCO, 2016).

Figura 11 - Aplicação de chumbadores



Fonte: MARCHETTI (2008)

O formato das peças permite a criação de um muro de arrimo articulado, ideal para contenções tanto em corte quanto em aterro. Esses blocos são pré-moldados, não há necessidade de realizar concretagem na obra o cliente economiza tempo e a mão de obra. Conforme figuras 12 e 13.

Figura 12 - Muro rimobloco



Fonte: www.rimobloco.com.br, acesso em 15 maio 2018.

Figura 13 - Murro rimobloco



Fonte: www.rimobloco.com.br, acesso em 15 maio 2018.

2.1.5. Bloco de concreto pré-moldados

Essas estruturas foram inventadas na Coréia do Sul lembram casulos, que, encaixados umas nas outras, as peças distribuem o empuxo gerado pela terra na parede construída. O peso exercido reforça as conexões e garante estabilidade à construção (INDICADORES DO CONCRETO, 2015).

Esses blocos também podem ser chamados de *HexBlocks*, peças que possuem encaixes que travam e formam estruturas compactas, capazes de conter grandes encostas. O tipo de obra dispensa argamassa para assentamento e não requer reforços em aço ou concreto. Conforme figura 14.

Quanto produção desses blocos que possui formato hexagonal, “o concreto utilizado é o convencional, com resistência entre 20 MPa e 25 MPa. Nossa pesquisa trabalha na direção de utilizar agregados reciclados na confecção destes produtos. A meta é entregar um produto de preço menor, com as mesmas características do concreto convencional. Os resultados obtidos até agora são muito bons”. (INDICADORES DO CONCRETO, 2015).

Figura 14 - Muro de arrimo com bloco de concreto



Fonte: www.cimentoitambe.com.br, acesso 5 de Maio 2018.

2.2. Sondagem de Simples Reconhecimento e *Standard Penetration Test* (SPT)

No Brasil, a sondagem de simples reconhecimento do subsolo é muito utilizada por ser um dos meios mais econômicos de se realizar o reconhecimento dessa área. Além do fato de fornecer informações essenciais sobre o lençol freático e o solo (através de amostras coletadas), quando esse procedimento é associado ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mensura também a resistência existente ao longo da profundidade que foi perfurada (QUARESMA et al., 1996, p.119).

Explanando o contexto histórico, no final da década de 1930, foi criada a Seleção de Solos e Fundações do IPT, surgindo, então, os primeiros registros sobre sondagens de simples reconhecimento (SOUZA, 2007).

Tendo como responsável principal o engenheiro Odair Grillo, o objetivo da ação era promover a engenharia paulista através de duas vertentes relacionadas ao solo, sendo a primeira foi descrita como pavimentação de estradas de rodagem e, a segunda, fundações de pontes e edifícios. Em 1945, Milton Vargas (um dos assistentes de Odair) descreveu a técnica, que foi publicada pelo IPT com o título “Exploração do Subsolo para fins de Engenharia Civil” (SOUZA, 2007).

Então, foi utilizado o método de percussão com circulação de água, por meio de um tubo galvanizado de uma polegada de diâmetro com ponta cortante, pelo qual era injetada água de lavagem no fundo da sondagem, simultaneamente à percussão. Essa água de lavagem ascendia entre esse tubo e o de aço sem costura de 2 polegadas de diâmetro, que servia como tubo de revestimento da sondagem. Ao subir, a água carregava consigo o material escavado, o qual era depositado num tanque, na superfície do terreno. A identificação desse material carregado era desaconselhada (SOUZA, 2007).

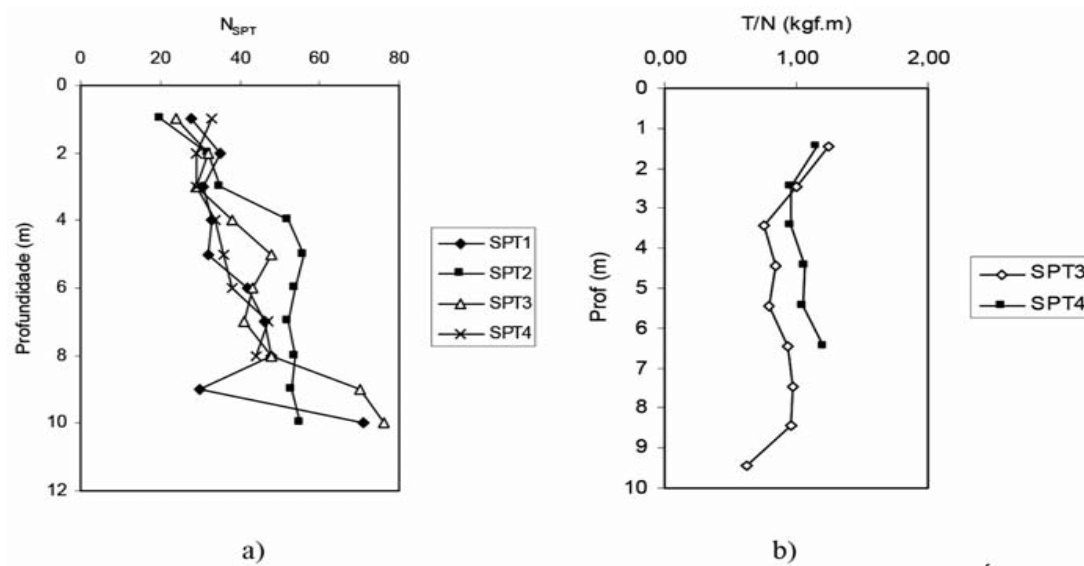
Para estudar o material coletado foi projetado um amostrador tipo “barrilete” de parede cortada, que descia pelo tubo de revestimento todas as vezes que se notava, pela água de lavagem, uma mudança de camada no solo (SOUZA, 2007). Era indispensável a quantificação da consistência ou a compacidade do material penetrado. Para isso recorreu-se à medida do número de golpes de um peso de 60Kg, caindo de 75cm de altura, necessários para cravar tal amostrador 30cm no solo. Essa quantidade de golpes realizada foi associada, com a consistência das argilas e com a compacidade das areias. Com algumas variações de dimensões e detalhes, esse é o tipo de sondagem utilizado até hoje no Brasil (VARGAS, 1996).

Tempos depois, esse número foi intitulado “resistência à penetração” para a previsão das pressões admissíveis em elementos de fundação direta (obras de engenharia civil), exigindo uma padronização do ensaio (SOUZA, 2007).

Geotécnica S/A, empresa do engenheiro Odair Grillo, adotou uma nova padronização, em 1944: o número N de resistência à penetração tomou dois significados, sendo o primeiro, NIPT e, o segundo, NMG (SOUZA, 2007).

Das comparações entre NMG e NSPT, a empresa Geotécnica introduziu um novo conceito em relação aos números de golpes correspondentes aos 30cm iniciais e os subsequentes 30cm, após os 15cm primeiros, sem contagem (SOUZA, 2007). É importante enfatizar que quanto maior o número de golpes, maior a resistência do solo em questão. Conforme figura 15.

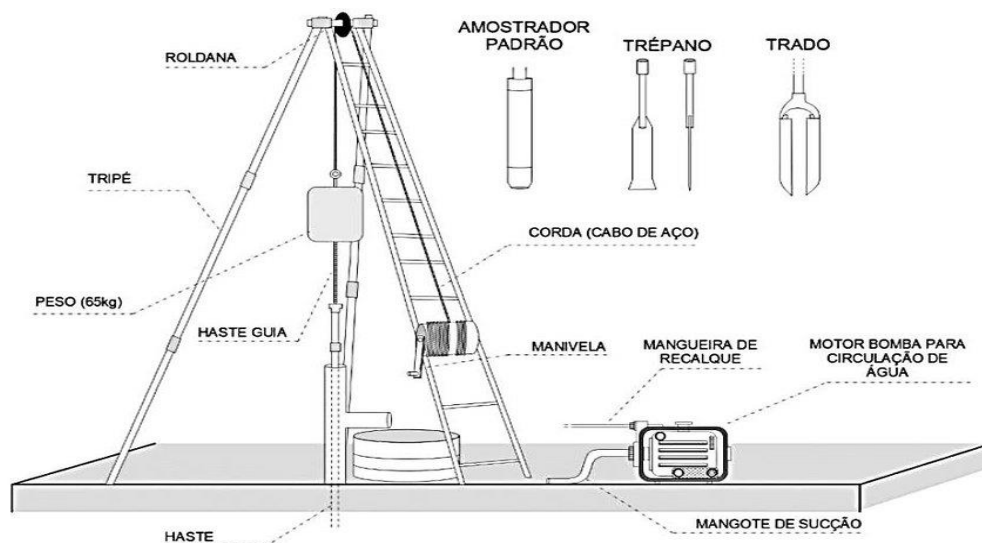
Figura 15- Índices de resistência à penetração das sondagens à percussão (SPT) e índice de torque (T/N) ao longo da profundidade das sondagens SPT3 e SPT4.



Fonte: Cavassani (2014)

Após diversas e longas discussões, em 1970, a CESP especificou as sondagens, exigindo a adoção do SPT. Em 1979, a ABNT emitiu a norma MB-1211: “Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos” e, em 1980, foi renumerada NBR-6484 onde ficaram padronizados nessa norma o processo de sondagem, o amostrador e o peso de bater (figura 16). Desde então as sondagens no Brasil são complementadas pela medida do “*Standard Penetration Test*” (SPT) (SOUZA, 2007).

Figura 16 - Procedimentos de sondagem à percussão



Garcia (2017)

Em relação ao processo executivo da sondagem SPT, atualmente, o primeiro segmento do tubo de revestimento é instalado na profundidade de 1m, através de uma perfuração feita com trado cavadeira e, nessa perfuração, faz-se uso do trado helicoidal (perfuração a seco) até que o mesmo se torne inoperante (menos de 50mm após 10 minutos de operação, ou ocorrência de solo não aderente ao trado) ou até encontrar o nível d'água. Após esse processo, inicia-se a perfuração por circulação d'água ou lavagem, promovendo a remoção do material escavado até a superfície, através da utilização de trépano ou peça de lavagem como ferramenta de escavação. Este fluxo ascensional retorna ao reservatório d'água através da bica situada no topo do revestimento. É importante salientar que, durante a perfuração por lavagem da sondagem SPT, o nível d'água no interior do furo precisa ser sempre mantido em cota igual ou superior à do nível d'água do terreno, impedindo o refluxo de material para dentro do furo (RIBEIRO, 2018).

Se, no momento da perfuração, as paredes do furo não se mostrarem estáveis, o tubo de revestimento desce até o local necessário, através da cravação, utilizando o martelo adequado. Ainda, se cravação e posterior remoção do revestimento, em sondagens profundas, mostrem-se problemáticas, lamas de estabilização poderão ser empregadas no lugar do revestimento (RIBEIRO, 2018).

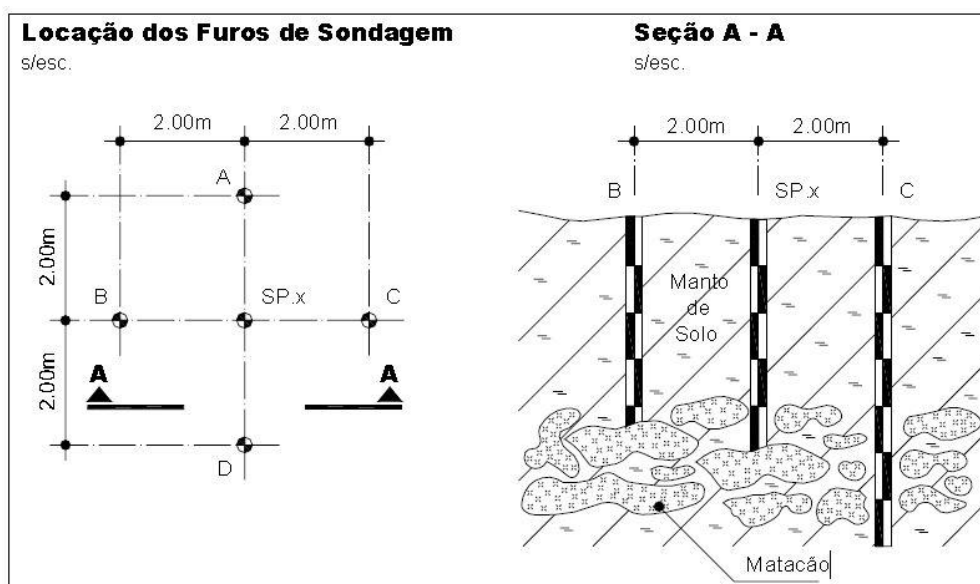
Simultaneamente com a amostragem, o ensaio de penetração dinâmica é realizado, consistindo na cravação de 45 cm do amostrador padrão no solo por sucessivos golpes de um martelo de 65kg caindo a uma altura de 75cm. O amostrador, por sua vez, é conectado à extremidade da última e mais profunda haste do sistema, e cravado nos 45 cm de cada metro. São realizadas marcações na haste que está acima da cota de execução do furo, de 3 seguimentos de 15 cm. Os golpes necessários para a cravação de cada seguimento de 15cm são anotados (RIBEIRO, 2018).

O processo de perfuração por circulação de água, deve ser utilizado até quando: em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão; ou em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão; ou em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão (RIBEIRO, 2018).

Já, a cravação do amostrador será interrompida antes da penetração dos 45cm quando: em qualquer dos 3 segmentos de 15cm, o número de golpes ultrapassar 30; ou um total de 50 golpes tiver sido aplicado desde o início do ensaio; ou não se observar nenhum avanço do amostrador durante 5 golpes sucessivos. A obtenção da resistência de cada metro é através da soma dos golpes necessários para cravar os últimos 2 segmentos de 15cm (RIBEIRO, 2018).

A duração do ensaio deve ser de 30 minutos, anotando-se os avanços do trépano obtidos em cada período de 10 minutos (RIBEIRO, 2018). Segundo o item 6.4.3.3 da NBR 6484/2001, a sondagem deve ser dada por encerrada quando, no ensaio de avanço da perfuração por circulação de água, forem obtidos avanços inferiores a 50mm em cada período de 10 min ou quando, após a realização de quatro ensaios consecutivos, não for alcançada a profundidade de execução do SPT; quando da ocorrência destes casos, constar no relatório a designação de impenetrabilidade ao trépano de lavagem (figura 17) (SOUZA, 2007).

Figura 17 - Ilustração do procedimento descrito na NBR 6484:2001.



Fonte: SOUZA, 2004.

Através da sondagem, amostras são colhidas, permitindo a realização de ensaio tátil visual para classificação dos solos. Uma vez que são elencadas as profundidades de cada tipo de solo, é possível identificar o perfil

estratigráfico do subsolo local. As amostras são devidamente empacotadas em sacos plásticos, identificadas e armazenadas (RIBEIRO, 2018).

O objetivo do estudo do subsolo é ditar a profundidade correta a ser atingida por uma sondagem. A Norma Brasileira NBR 6484/2001 disponibiliza os critérios mínimos para orientar a limitação das sondagens voltadas para obras civis. Contudo, vale ressaltar que a resistência dos solos, o tipo de obra e as características do local são quesitos variáveis, podendo exigir ensaios mais profundos ou critérios mais rígidos de paralisação (SOUZA, 2007). O acompanhamento do trabalho deve ser feito por um profissional devidamente capacitado a fim de evitar perfurações equivocadas para mais ou para menos (SOUZA, 2007).

Por esse motivo, o reconhecimento da geologia local é de extrema importância, cabendo ao profissional investigar, ou seja, procurar nos documentos cartográficos e bibliografias locais, referências sobre as características físicas da área, além de manter, sempre que possível, contato com outros profissionais instruídos nesse assunto, para que possam contribuir com informações complementares (SOUZA, 2007).

Pode-se notar que a realização da sondagem deve ser sempre condicionada a responsabilidade pelo empreendimento, seja este uma edificação, um reservatório, uma pequena usina, uma lagoa de decantação, entre outros (SOUZA, 2007). Nessa linha de raciocínio, é fundamental abordar a importância desse processo, explicando ao cliente que a realização da sondagem é para benefício próprio do empreendedor e de seu empreendimento como um todo (SOUZA, 2007).

Sabendo que na maioria das obras é o único ensaio geotécnico disponível é a sondagem SPT, é de extrema relevância o mesmo seja executado corretamente (RIBEIRO, 2018). F. Ottman – G. Lahuec (LIMA, 1979) afirma: “Todas as sondagens são caras, mas as mais caras são aquelas que não foram feitas”. Ou seja, é melhor fazer o ensaio de prospecção do subsolo a limitar-se somente em deduções empíricas.

Por fim, levando em conta o projeto elaborado e descrito no presente trabalho sobre elementos pré-moldados para muro de arrimo em concreto armado, a sondagem SPT é essencial para mensurar a capacidade de resistência do solo e fornecer informações sobre o lençol freático, visando a

segurança e excelência da obra a partir de cálculos corretos e utilização de materiais singulares baseados em tais informações e em cada situação específica.

2.3 Empuxos de Terra

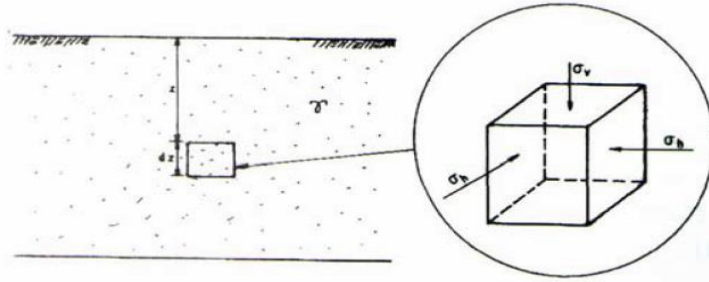
O Empuxo de terra é a principal força atuante nas estruturas que fazem sua contenção. Segundo Bueno et al (1979):

[...] o cálculo dos empuxos constitui uma das maiores e mais antigas preocupações da engenharia civil; data de 1776 a primeira contribuição efetiva ao tema, em muito anterior ao nascimento da Mecânica dos Solos como ciência autônoma. Trata-se de um problema de grande interesse prático, de ocorrência frequente e de determinação complexa.

Ainda segundo Bueno et al (1979), para determinados tipos de construções tais como muros de arrimo, escoramentos de escavações e qualquer tipo de estrutura que sofre tensões do solo, para seus dimensionamentos, exigem análise de estabilidade, porém são raras as situações em que conseguimos determinar as forças e tensões apenas com base na situação de equilíbrio, pois em geral são estaticamente indeterminados.

Segundo Bueno et al (1979), há duas linhas de análise para o estudo de empuxos de terras, sendo que a primeira linha segue um raciocínio teórico, onde os estudos são concentrados em tratamentos matemáticos que são obtidos a partir de modelos reológicos que tentam decifrar o comportamento mais preciso a relação tensão x deformação dos solos. Por trazer modelos matemáticos muito complexos e insuperáveis devidos ao comportamento do solo, ocorrendo então a adoção de hipóteses simplificadoras que diminuem a precisão. A segunda linha segue a abordagem empírico-experimental, são colhidas amostragens do solo e ensaiadas em laboratório e em obras instrumentadas. Segundo Marangon (2006), o cálculo de empuxos utilizando as soluções analíticas de Coulomb e Rankine são simples e de fácil utilização e, portanto, continuam sendo largamente empregadas apesar dos avanços tecnológicos e existência de soluções gráficas modernas.

Figura 18 – Tensões presentes no solo



Fonte: BUENO et al (1979)

Segundo BUENO et al (1979), para a determinação dos coeficientes de empuxo, é possível utilizar como exemplo um semi-espaço, constituído por um solo granular, homogêneo, isotrópico, não saturado e de superfície horizontal, o objeto de estudo possui espessura dz e está a uma profundidade como mostra a figuras 18. Atuando nas faces do objeto de estudo, as tensões verticais e horizontais σ_v e σ_h . Essas forças provocam as deformações no elemento de estudo:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_v - \sigma_h \cdot 2\mu] \quad (1)$$

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_h - \mu(\sigma_v + \sigma_h)] \quad (2)$$

Para condições de $\varepsilon_h = 0$, tem se:

$$\sigma_h - \mu \cdot [\sigma_v + \sigma_h] = 0 \quad (3)$$

$$\sigma_h - \mu\sigma_v - \mu\sigma_h = 0 \quad (4)$$

Onde:

σ : Tensão exercida sobre o objeto;

μ : Coeficiente de atrito do solo;

ε : Deformação no elemento;

Chamando a relação entre tensões horizontais e verticais de K_o :

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = -\frac{\mu}{1-\mu} \quad (5)$$

ou

$$K_o = \left[\frac{\sigma_h}{\sigma_v} \right]_{\varepsilon_h} = 0 \quad (6)$$

Com isso é possível determinar o coeficiente de empuxo em repouso, onde é imposta a condição de deformações laterais nulas.

Substituindo a face esquerda do elemento dz por uma estrutura por exemplo um muro de arrimo, porém sem nenhuma perturbação do solo.

Mantendo a tensão vertical (σ_v) constante, são observadas duas condições limites:

A primeira condição é de que, ao se deslocar o anteparo para a esquerda, o solo se expande ocorrendo uma tensão horizontal que chamada de empuxo ativo. Essa tensão decresce até um limite mínimo (σ_{ha}) que é a ruptura do solo.

Coeficiente de empuxo ativo:

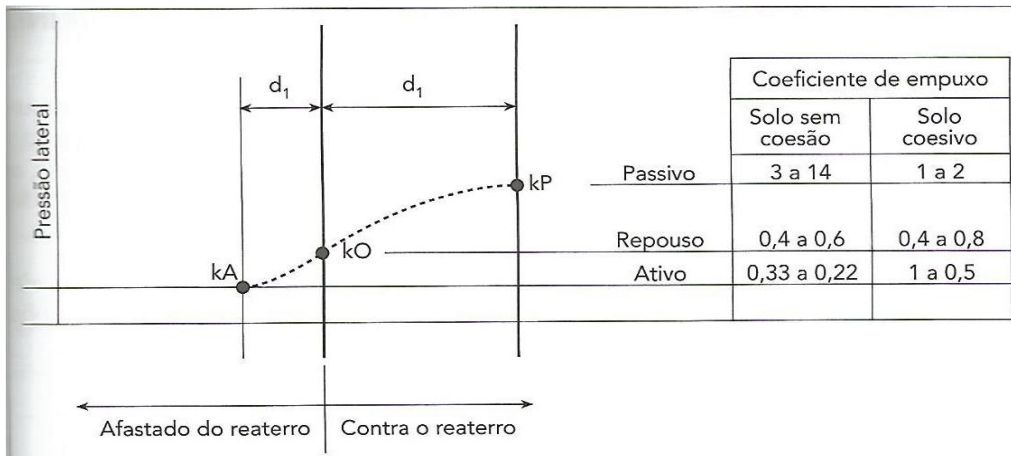
$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} \quad (7)$$

A segunda condição se refere ao empuxo passivo, que é quando se desloca o anteparo para a direita (referente ao exemplo), causando a compressão do solo. Essa tensão horizontal cresce até um valor limite máximo (σ_{hp}) que é a ruptura do solo. A tabela 1 mostra os valores típicos de inclinação para a atuação do empuxo nos estados ativos e passivos. Conforme figuras 19 e 20.

Coeficiente de empuxo passivo:

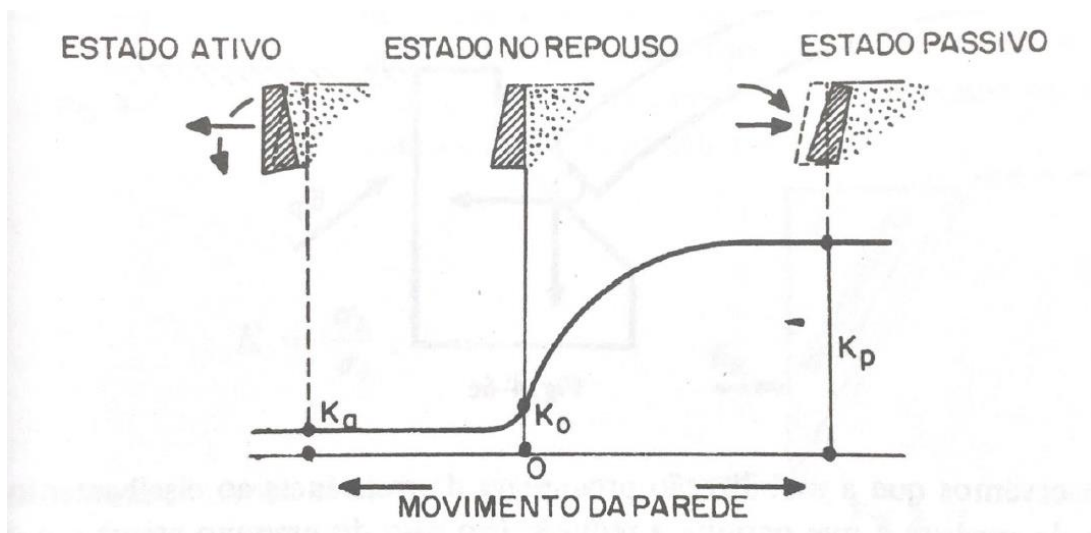
$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} \quad (8)$$

Figura 19 - Gráfico da variação dos empuxos em relação à pressão lateral



Fonte: Marchetti (2007)

Figura 20 - Gráfico de Movimentação do muro em relação à variação do empuxo



Fonte: CAPUTO (1987, p. 105)

Tabela 1 - Valores de inclinação típica mínima

Solo	Estado ativo	Estado Passivo
Não coesivo composto	0,0005 H	0,005 H
Não coesivo solto	0,002 H	0,01 H
Coesivo duro	0,01 H	0,02 H
Coesivo médio/mole	0,02 H	0,04 H

*H = altura da estrutura

Fonte: Baseado em Marangon (2006)

2.4. Teoria de Coulomb

Originalmente apresentado em 1773, o terrapleno é considerado como um maciço indeformável, sendo possível sua ruptura segundo superfícies curvas (cunhas), onde tais superfícies são consideradas planas por conveniência (Caputo, 1987).

Segundo Marchetti (2007), Coulomb partiu das seguintes premissas para determinar a sua teoria:

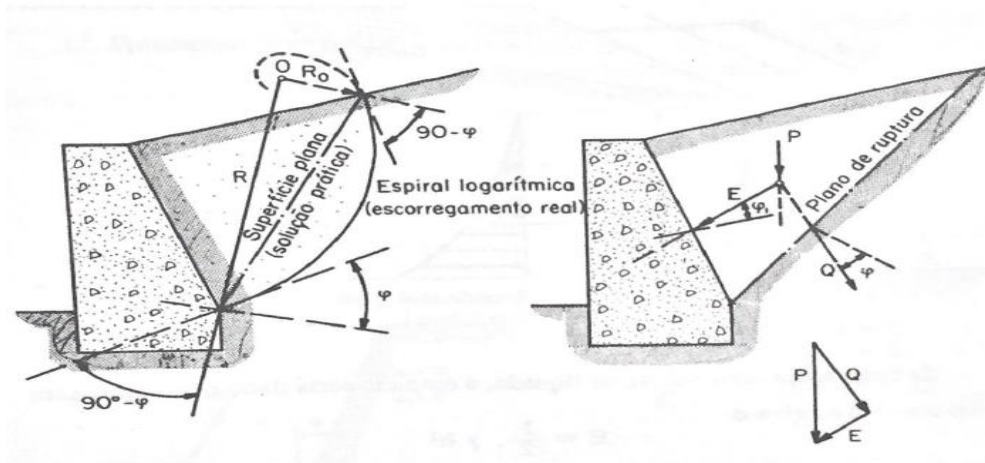
1. Solos isotrópico e homogêneo que possui ângulo interno e coesão;
2. A superfície de ruptura é plana, para simplificação dos cálculos;
3. As forças de atrito são distribuídas uniformemente ao longo do plano de ruptura conforme equação (9).

$$f = \tan \phi \quad (9)$$

4. A cunha de ruptura é um corpo rígido;
5. Existe trito entre o terreno e a parede do muro;
6. Ruptura é um problema em duas dimensões.

A teoria de Coulomb ocorre quando a parcela de uma cunha de terra perde a resistência a cisalhamento ou atrito fazendo pressão sob o muro (figura 21). Esse deslizamento ocorre em forma de uma espiral logarítmica, porém em casos práticos, leva-se em consideração essa curva como uma reta plana que é denominada como plano de ruptura ou plano de deslizamento (Moliterno, 1980).

Figura 21 - Cunha de ruptura, teoria de Coulomb



Fonte: MOLITERNO (1980).

Segundo Moliterno (1980), depois de determinar a direção do empuxo, forma-se uma força normal à contenção, formando um ângulo ϕ_1 onde a tangente é o coeficiente de atrito do muro com a terra, com isso, temos o peso (P) do solo decomposta em E e Q, onde E é a força atuante no muro e Q é a força atuante no plano de ruptura.

Para o projeto de dimensionamento do muro de arrimo, é importante que a grandeza E seja admitido como força linear e considerado como uma pressão distribuída ao longo da altura do muro.

A partir da equação (10) para uma coluna de líquido, corrigindo esta expressão e incluindo o atrito do solo, obtém-se a equação (11).

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (10)$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot h^2 \quad (11)$$

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \varphi_1) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \alpha) \cdot \sin(\varphi + \varphi_1)}{\sin(\beta - \varphi_1) \cdot \sin(\beta + \alpha)}} \right)^2} \quad (12)$$

Onde:

K=coeficiente de empuxo;

α = ângulo de inclinação do terreno adjacente;

θ = ângulo de inclinação do parâmetro interno do muro com a vertical;

$$\beta = 90 - \theta;$$

φ =ângulo de repouso da terra, ângulo de talude natural ou ângulo de atrito interno;

φ_1 =ângulo de atrito entre a terra e muro ou ângulo de rugosidade;

Parâmetros:

$\varphi_1=0$ - parâmetro de muro liso (cimentou ou pintado com pixe);

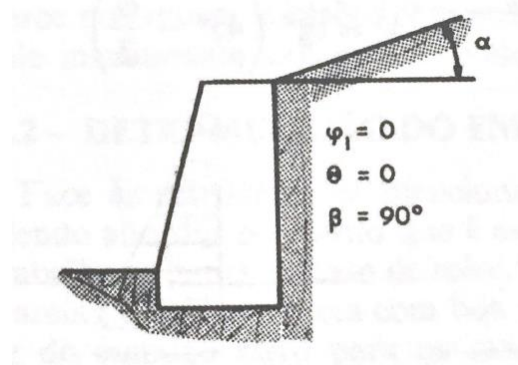
$\varphi_1 = 0,5\varphi$ - parâmetro do muro parcialmente rugoso ;

$\varphi_1=\varphi$ - Parâmetro do muro rugoso;

Ainda segundo Moliterno (1980), o coeficiente K pode ser simplificado das seguintes maneiras:

Primeiro parâmetro (parede interna lisa e vertical) (figura 22).

Figura 22 - Parede interna lisa e vertical



Fonte: MOLITERNO (1980).

$$K = \frac{\cos^2 \varphi \cdot \cos \alpha}{[(\sqrt{\cos \alpha}) + (\sqrt{\sin(\varphi - \alpha) \cdot \sin \varphi})]} \quad (13)$$

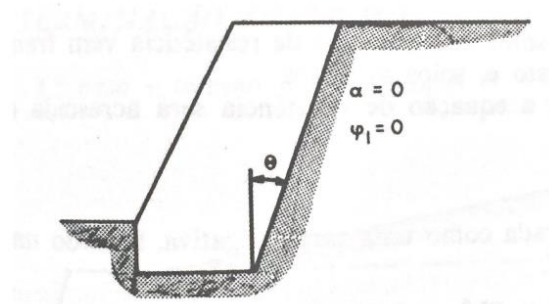
$$\phi_1 = 0$$

$$\theta = 0$$

$$\beta = 90^\circ$$

Segundo parâmetro (parede interna lisa, inclinado do lado da terra e terreno horizontal, figura 23):

Figura 23 - Parede interna lisa, inclinado do lado da terra e terreno horizontal



Fonte: MOLITERNO (1980).

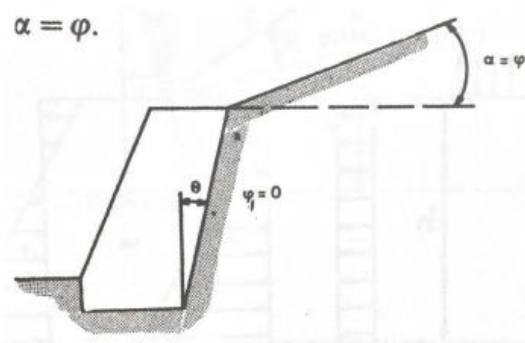
$$K = \frac{\cos^2(\theta + \varphi)}{\cos \theta \cdot (\cos \theta + \sin \varphi)^2} \quad (14)$$

$$\phi_1 = 0$$

$$\alpha = 0$$

Terceiro parâmetro (parede interna lisa, inclinado do lado da terra e terreno inclinado, figura 24):

Figura 24 - Parede interna lisa, inclinado do lado da terra e terreno inclinado



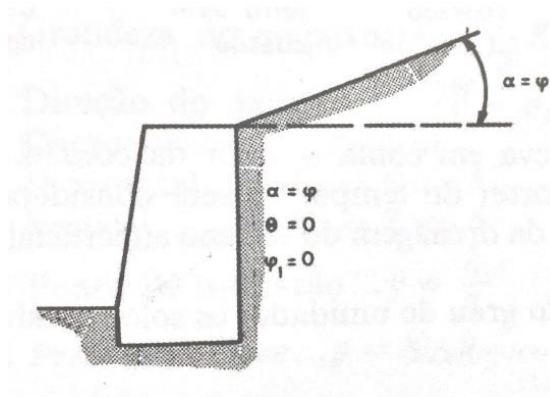
Fonte: MOLITERNO (1980).

$$K = \frac{\cos^2(\theta + \varphi)}{\cos^3 \theta} \quad (15)$$

$$\alpha = \phi$$

Quarto parâmetro (parede interna lisa, vertical e terreno com inclinação $\alpha = \phi$, figura 25):

Figura 25 - Parede interna lisa, vertical e terreno com inclinação $\alpha = \phi$

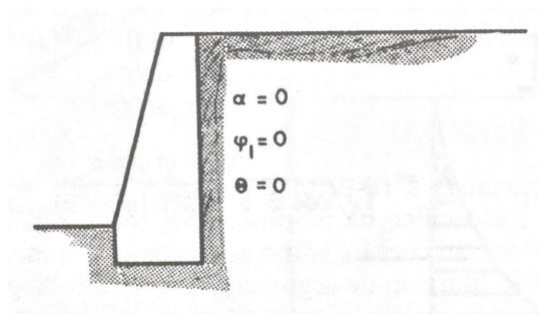


Fonte: MOLITERNO (1980).

$$K = \cos^2 \varphi \quad (16)$$

Quinto parâmetro (parede interna lisa, vertical e terreno adjacente horizontal, figura 26):

Figura 26 - Terreno adjacente horizontal



Fonte: MOLITERNO (1980).

Caso usual em muros de concreto armado.

$$K = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (17)$$

2.5. Empuxo de terra para solos coesivos

Conforme visto em MOLITERNO (1980), para solos coesivos (argila) será acrescida na equação da resistência um valor C (coesão).

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (18)$$

A coesão reduz o valor do empuxo, pois pode ser considerada uma carga negativa.

O valor da coesão pode ser deixado de lado, pois ela se altera com o passar do tempo, podendo então ser considerada, no caso de obras de controle técnico permanente da drenagem superficial como exemplo de obras e estradas.

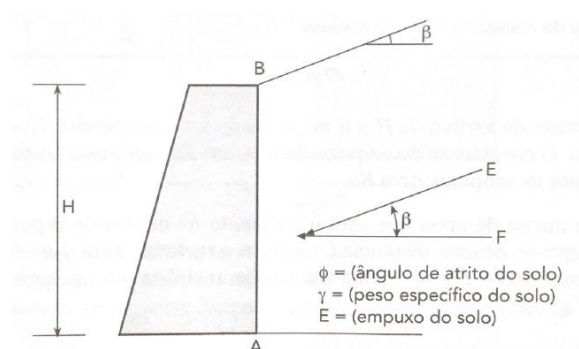
Ainda segundo MOLITERNO (1980), a variação do grau de umidade pode alterar os volumes dos solos coesivos. Por exemplo, durante as estações secas a umidade sai do solo causando fissuras, pois o solo se contrai.

Quando começa o período de chuvas, a água se infiltra no solo causando inchamento e aumentando o empuxo ativo, podendo assim comprometer a estabilidade do muro, devido ao cálculo inicial que diminuiu o empuxo ativo por causa da coesão.

2.6. Teoria de Rankine

Segundo MARCHETTI (2007), quando o muro sofre algum tipo de deslocamento em função do empuxo, supondo que o muro estará fixo, a força exercida será igual ao empuxo das terras em repouso. Após isso o muro começa a transladar, fazendo com que o solo se deforme, partindo de um estado de repouso para o estado ativo de equilíbrio plástico. Para Rankine determinar sua teoria, ele considerou que a face interna do muro seja lisa, conforme figura 27.

Figura 27 - Parâmetros envolvidos na determinação dos empuxos



Fonte: MARCHETTI (2007).

Segundo Marchetti (2007), embora a face interna dos muros de arrimo seja áspera, a teoria de Rankine as considerou como lisas para o desenvolvimento de sua hipótese. Esta teoria se baseia na equação de ruptura de Mohr (Caputo, 1987)

Conforme Marangon (2006), as seguintes premissas devem ser verificadas ao utilizar o método de Rankine:

- a) O solo do terrapleno considerado é areia pura seca (sem coesão) homogênea em todo o espaço semi-infinito considerado;
- b) O atrito entre o terrapleno e o parâmetro vertical do plano de contenção é considerado nulo;
- c) Terrapleno sem nenhuma sobrecarga (concentrada, linear ou distribuída);
- d) O terrapleno é constituído de uma camada única e contínua de mesmo solo e sua superfície superior é horizontal (solo homogêneo).

Para determinar os coeficientes de empuxo, são utilizadas as seguintes expressões:

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (19)$$

$$K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (20)$$

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \quad (21)$$

$$Pp = Kp \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp} \quad (22)$$

$$zC = \frac{2 \cdot C}{\gamma \cdot \sqrt{KA}} \quad (23)$$

Onde:

P_a : Ativo

P_p : Passivo

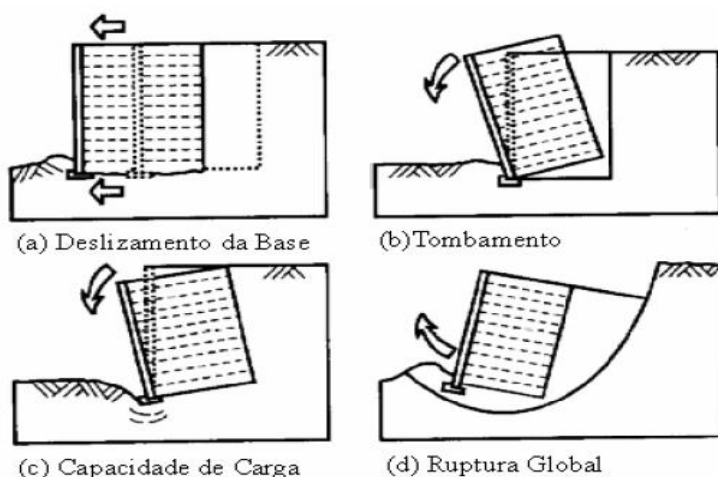
2.7. Estabilidade do Muro de Arrimo

O mecanismo de uma instabilidade compreende o tipo de movimentação do terreno, a velocidade e a direção dos deslocamentos, a frequência da movimentação e seu estágio evolutivo, NBR 11682/03.

Conforme Caputo (2013), em um muro de arrimo de gravidade independentemente de qual for sua seção é necessário fazer uma investigação referente às condições de estabilidade, a figura 28 ilustra as seguintes condições de estabilidade a serem investigadas.

- Deslizamento da base;
- Tombamento;
- Capacidade de carga da fundação;
- Ruptura global;

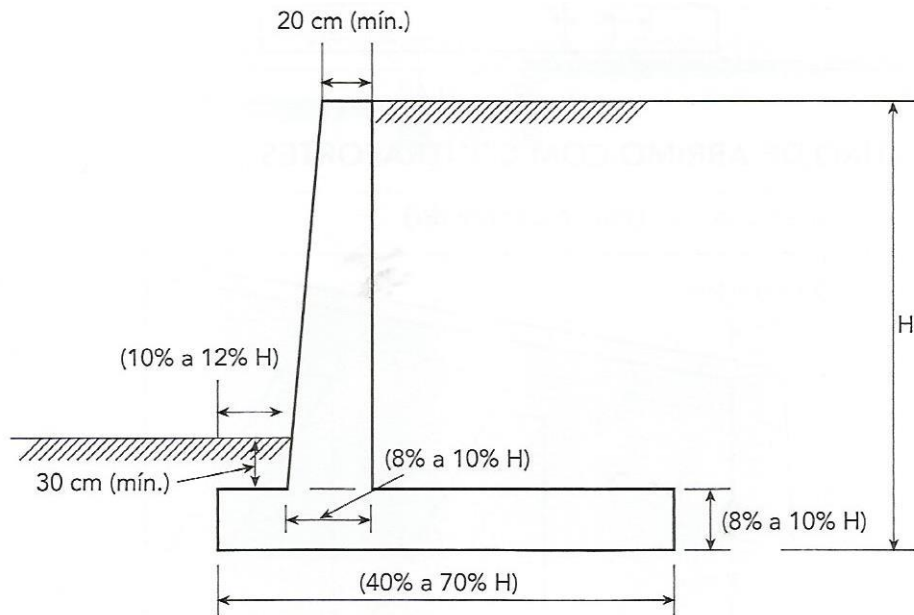
Figura 28 - Estabilidade de muro de arrimo



Fonte: Gerscovich (2011)

Segundo Marchetti (2007), para iniciar um projeto de um muro de arrimo a primeira etapa é a necessidade de se fazer um pré-dimensionamento conforme a figura 29, onde os valores a serem adotados se referenciam na altura (H) do muro e em seguida podemos fazer uma verificação das condições de estabilidade.

Figura 29 - Pré-dimensionamento do muro



Fonte: MARCHETTI, 2007.

2.7.1 Deslizamento da Base

A condição de segurança contra o deslizamento ou escorregamento de um muro consiste em analisar as forças horizontais solicitantes e as forças horizontais resistentes, adotando-se um fator de segurança adequado.

Analisando uma condição de deslizamento, as composições das forças participativas são denotadas como E_p = empuxo passivo; E_a = empuxo ativo e esforços de cisalhamento na base do muro;

As forças solicitantes ou atuantes E_h são o produto do empuxo ativo E_a pelo cosseno do ângulo de inclinação do solo na crista do muro, que pode ser calculado pelas expressões 24, 25 e 26 respectivamente:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (24)$$

Onde:

Ka= Coeficiente de atrito

\emptyset = Ângulo de atrito

Logo:

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka \quad (25)$$

Onde:

H = Altura

γ = Peso específico

$$Eh = Ea \cdot \cos\beta \quad (26)$$

As forças resistentes Fr são compostas pela Σ forças que contribuem para resistir ao deslocamento, sendo estas: as forças de Empuxo passivo, forças geradas pelo peso do muro e forças de atrito da base do muro conforme equação (30):

$$Ep = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Kp \quad (27)$$

Onde :

$$Kp = \frac{1}{Ka} \quad (28)$$

$$Ev = Ea \cdot \sin\beta \quad (29)$$

$$Fr = (Ps + Pc + Ev) \cdot 0,67 \cdot \operatorname{tg}\emptyset + c' \cdot B + Ep \quad (30)$$

Onde :

Fr= Força resistente;

Ps= Peso do Solo no trecho (abcd), conforme figura 29;

Pc= Peso do muro de concreto;

Ev=Forças resistentes;

c'=Coesão do solo;

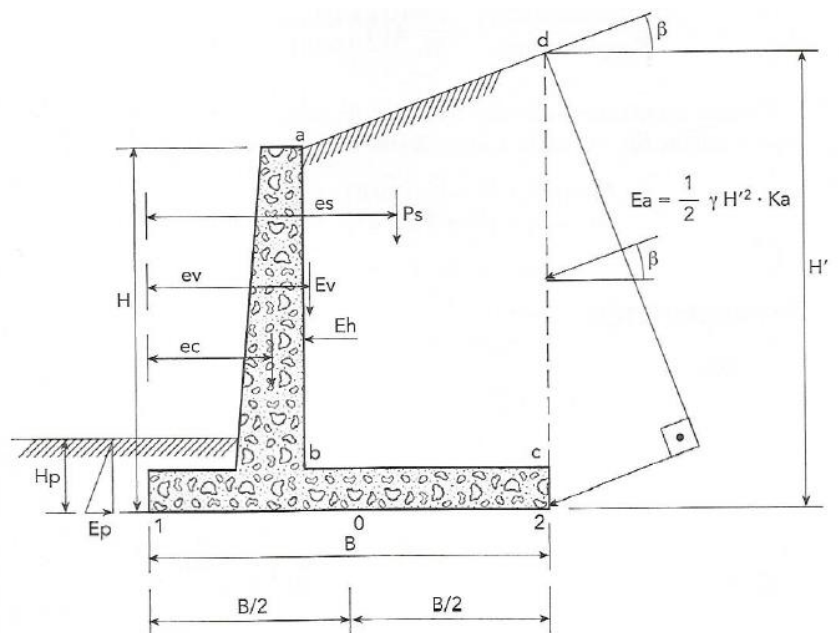
Ea= Empuxo ativo;

Ep=Empuxo passivo;

Evidentemente para que não ocorra o deslizamento o resultado da somatória das forças resistentes deve ser maior que a somatória das forças solicitantes.

Contribuindo a favor da segurança despreza-se o valor do empuxo passivo E_p , visto que pode acontecer deste solo na frente do muro seja erodido, (Marchetti,2007 e Caputo,2013). Na figura 30 demonstra as forças atuantes no muro.

Figura 30 - Deslizamento base



Fonte: MARCHETTI (2007)

Conforme Marchetti (2013), atribui valores para cada tipo de solo em que o muro será apoiado, assim verifica-se que a razão entre as duas forças respectivamente deve ser maior que 1,5 para solos não coesivos e 2 para solo coesivo.

Nota-se que:

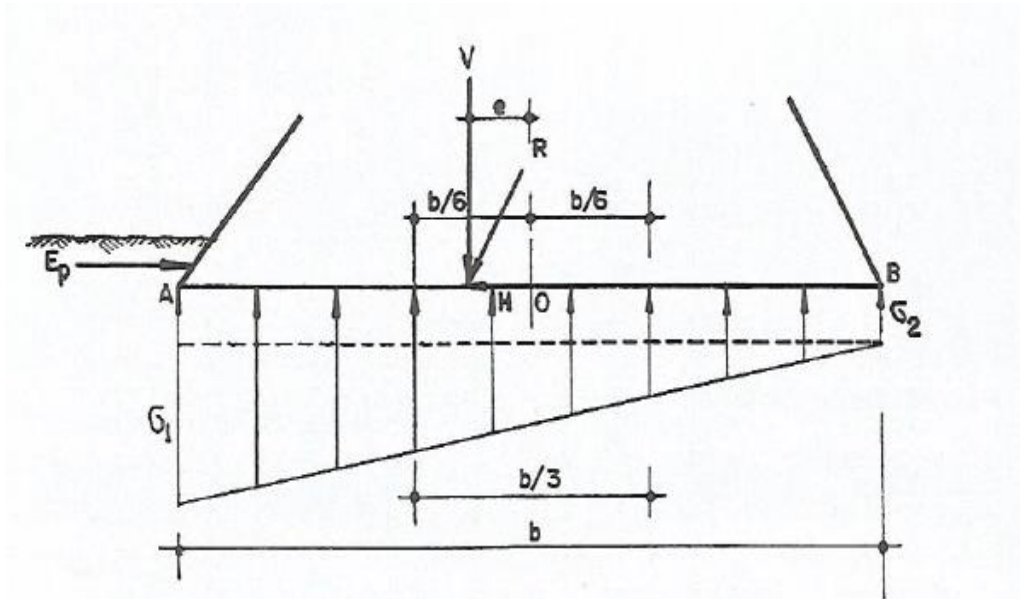
$$\frac{F_{res}}{F_{solic}} \geq 1,5 \text{ (solo não coesivo) e } \frac{F_{res}}{F_{solic}} \geq 2,0 \text{ (solo coesivo)}$$

2.7.2 Tombamento

Conforme Caputo (2013), a condição de segurança contra o tombamento de um muro, naturalmente é a de que o muro não tombe em relação a extremidade A, conforme figura 31 e que o $M_{res} > M_{solic}$. Os

momentos resistentes (M_{res}) são análogos ao momento do peso gerado pelo muro (inércia) e quando houver peso do solo sobre a base ou paramento interno do muro; os momentos solicitantes (M_{solic}) são análogos aos momentos de empuxo total que atuam sobre o muro decorrentes do empuxo do solo.

Figura 31 - Tombamento



Fonte: CAPUTO (2013).

Observa-se ainda na figura 31, duas áreas de pressões designadas sigma σ_1 e σ_2 na base do muro, essas zonas de pressões basicamente não são uniformes e podem ser representadas graficamente por um trapézio. Calculando as zonas de pressões σ_1 e σ_2 , para que não ocorra o tombamento é necessário que o valor de σ_2 seja maior que zero, ou seja, com um valor positivo a base do muro está ocasionando um movimento para baixo contra o solo, em caso de valor seja negativo significa que a base do muro naquele ponto está tendo um deslocamento para cima fazendo com que o muro rotacione sobre o ponto A.

Conforme Marchetti (2007), é necessário considerar o tipo de solo no qual o muro será apoiado, sendo decisivo para se determinar um coeficiente de segurança.

$$M_{solic} = Eh \cdot \left(\frac{H}{3}\right) \quad (31)$$

$$M_{res} = (P_s \cdot e_s) + (P_c \cdot e_c) + (E_v \cdot e_v) \quad (32)$$

Onde:

P_s =Peso do solo;

e_s = Distância entre P_s e a extremidade da base;

P_c =Peso do muro de concreto;

e_c = Distância entre o P_c e a extremidade da base;

E_v = Forças resistentes;

e_v = Distância entre E_v e a extremidade da base;

As forças e distâncias podem ser melhor visualizadas na figura 30.

$$FS = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \geq 1,5 \text{ (solo não coesivo)} \text{ e } FS = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \geq 2,0 \text{ (solo coesivo)}$$

2.7.3 Capacidade de carga

A capacidade de carga de um solo é a pressão aplicada no solo que causa sua ruptura, a verificação de segurança baseia-se na pressão admissível sem que exista deformações excessivas ou a ruptura do solo (Caputo 2013). O cálculo pode ser feito por diferente métodos e processos sendo indispensável um coeficiente de segurança adequado o que nem sempre é simples nos cálculos de mecânica dos solos, na tabela 02, podemos conferir os principais fatores que influenciam na escolha do mesmo.

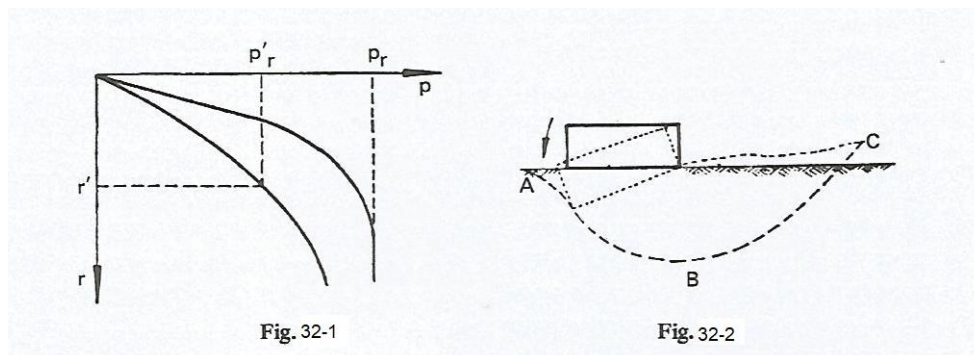
Tabela 2 - Fatores condicionais de segurança

Fatores que influenciam a escolha do coeficiente de segurança	Coeficiente de segurança		
	Pequeno		Grande
Propriedades dos materiais	Solo homogêneo Investigações geotécnicas amplas		Solo não homogêneo Investigações geotécnicas escassas
Influência exteriores, tais como vento, água, tremores de terra etc.	Grande número de informações, medidas e observações disponíveis		Poucas informações disponíveis
Precisão do modelo de cálculo	Modelo bem representativo das condições reais		Modelo grosseiramente representativo das condições reais
Consequências em caso de acidente	Consequências financeiras limitadas e sem perda de vidas humanas	Consequências financeiras consideráveis e risco de perda de vidas humanas	Consequências financeiras desastrosas e elevadas perdas de vidas humanas

Fonte: Adaptado de CAPUTO (2013).

Quando uma carga proveniente de uma fundação é aplicada ao solo, este deforma e a fundação recalca, quanto maior a carga maiores são os recalques, embora para pequenas cargas os recalques são aproximadamente proporcionais, os recalques continuam crescendo com o aumento de pressões até chegar na sua ruptura. Atingida sua ruptura o terreno sofre um deslocamento arrastando consigo a fundação, conforme demonstra a figura 32.

Figura 32 - Gráfico de recalque

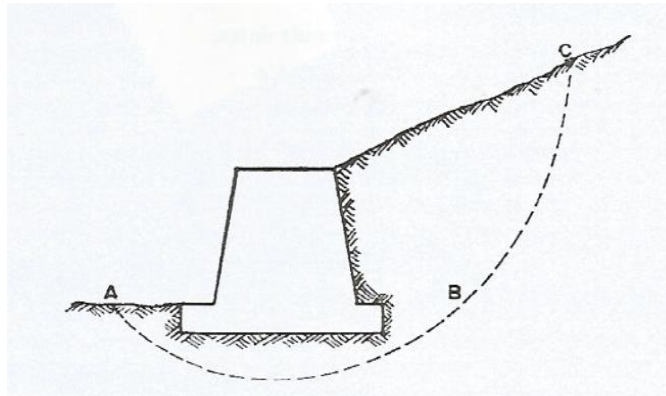


Fonte: CAPUTO (2013).

2.7.4 Estabilidade Global

Conforme Caputo (2013), a verificação da estabilidade global ou ruptura do conjunto muro-solo igualmente deve ser examinada, consistindo de uma avaliação da estabilidade do maciço que contém a estrutura de solo reforçado e dessa forma deve abranger o paramento, o maciço arrimado e a fundação, neste caso a estrutura de contenção é considerada como um elemento único interno a massa de solo, julgando que todo o conjunto pode-se deslocar (rotacionar) como um corpo rígido no interior do maciço, conforme ilustrado na figura 33.

Figura 33 - Ruptura global



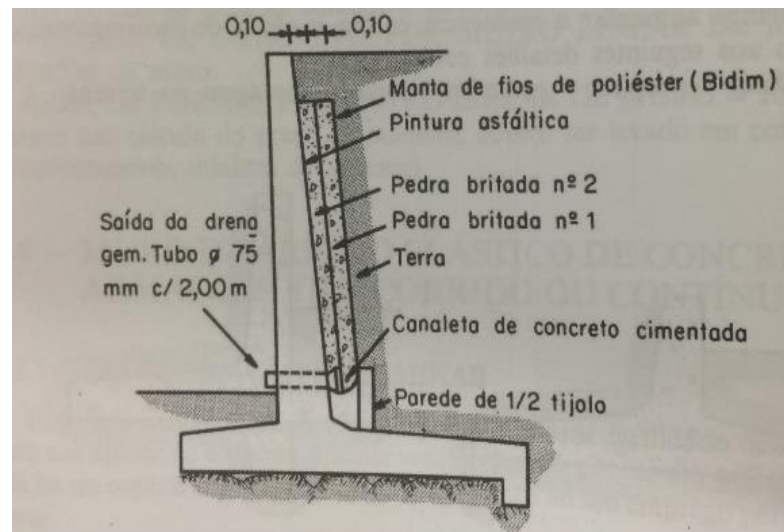
Fonte: CAPUTO (2013).

2.8 Drenagem

Conforme Caputo (2013), um sistema de contenção, seja um muro de arrimo ou cortinas e escoramento, é inevitável que a parte do muro em contato com solo obstrua a passagem de águas oriundas de infiltrações de águas pluviais, conseqüentemente esse acúmulo ocasiona pressões sobre a obra de contenção, neste caso é essencial que se faça o escoamento através de um sistema de drenagem para que possa captar e direcionar essa água para fora da contenção, evitando assim pressões adicionais indesejadas sobre a contenção.

Moliterno (1980), sugere um modelo de drenagem conforme pode ser observado na figura 34, e ressalta que existem modelos mais efetivos, entretanto mais trabalhosos de serem executados.

Figura 34 – Detalhe da drenagem.



Fonte: MOLITERNO (1980).

3. ESTUDO DE CASO

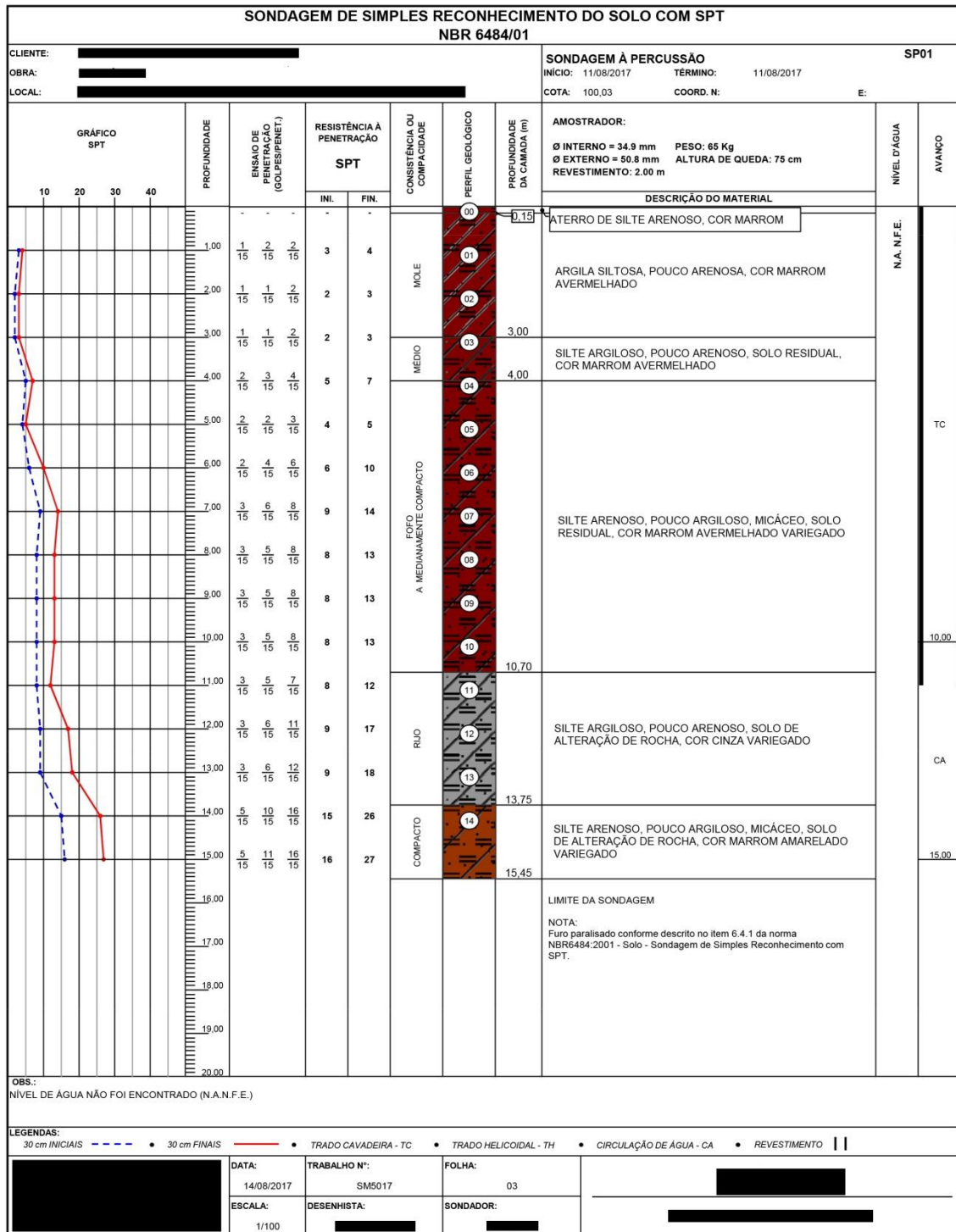
Para o presente trabalho foi escolhido o muro de arrimo a gravidade sua aplicação da pré-fabricação em muros de arrimos como exemplo apresenta o muro em formato em “L” e em um único tipo de elemento (transversal), com altura de até 3,5 m e cada módulo contendo 1 m de largura. Este tipo de configuração resulta em elementos pesados e relativamente difíceis de se manusear, porém possuem a vantagem de limitar o uso de emendas em um único ponto, longitudinal (El Debs, 2017).

No estudo de caso foi utilizado um ensaio SPT (figuras 35 e 36) de um solo apresentando condições características para a região de Atibaia-SP, visando um potencial emprego em diversos locais.

A base da peça foi limitada a 2,4m para facilitar o transporte, tendo em vista a carroceria de um caminhão comum, conforme a figuras 35 e 36.

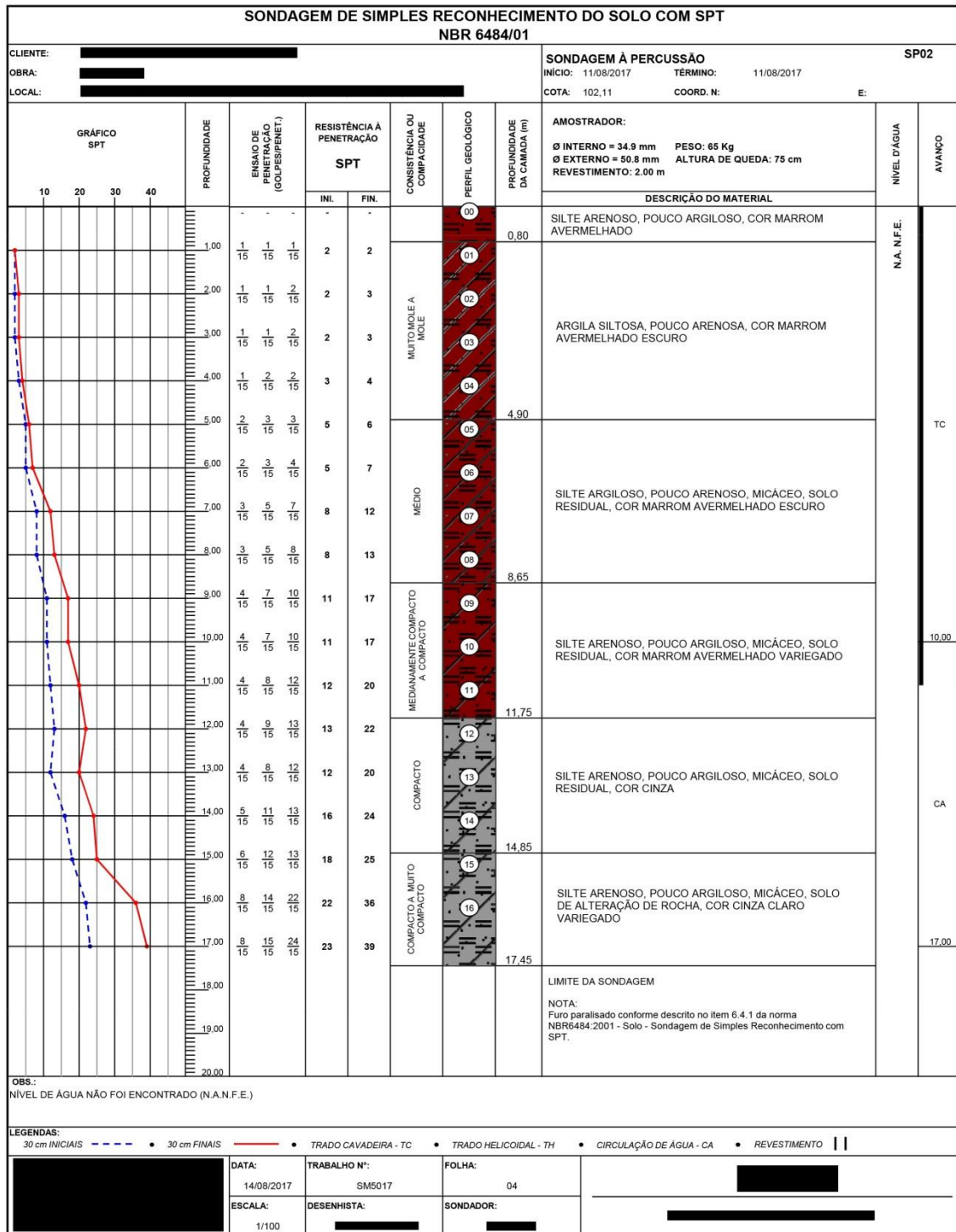
Os cálculos e verificações apresentados a seguir foram compilados em uma planilha eletrônica (figura 37 e 38), com o intuito de facilitar e agilizar o processo de dimensionamento da peça.

Figura 35 - Laudo SPT 01



Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 36 - Laudo SPT 02



Fonte: Elaborado pelos Autores.

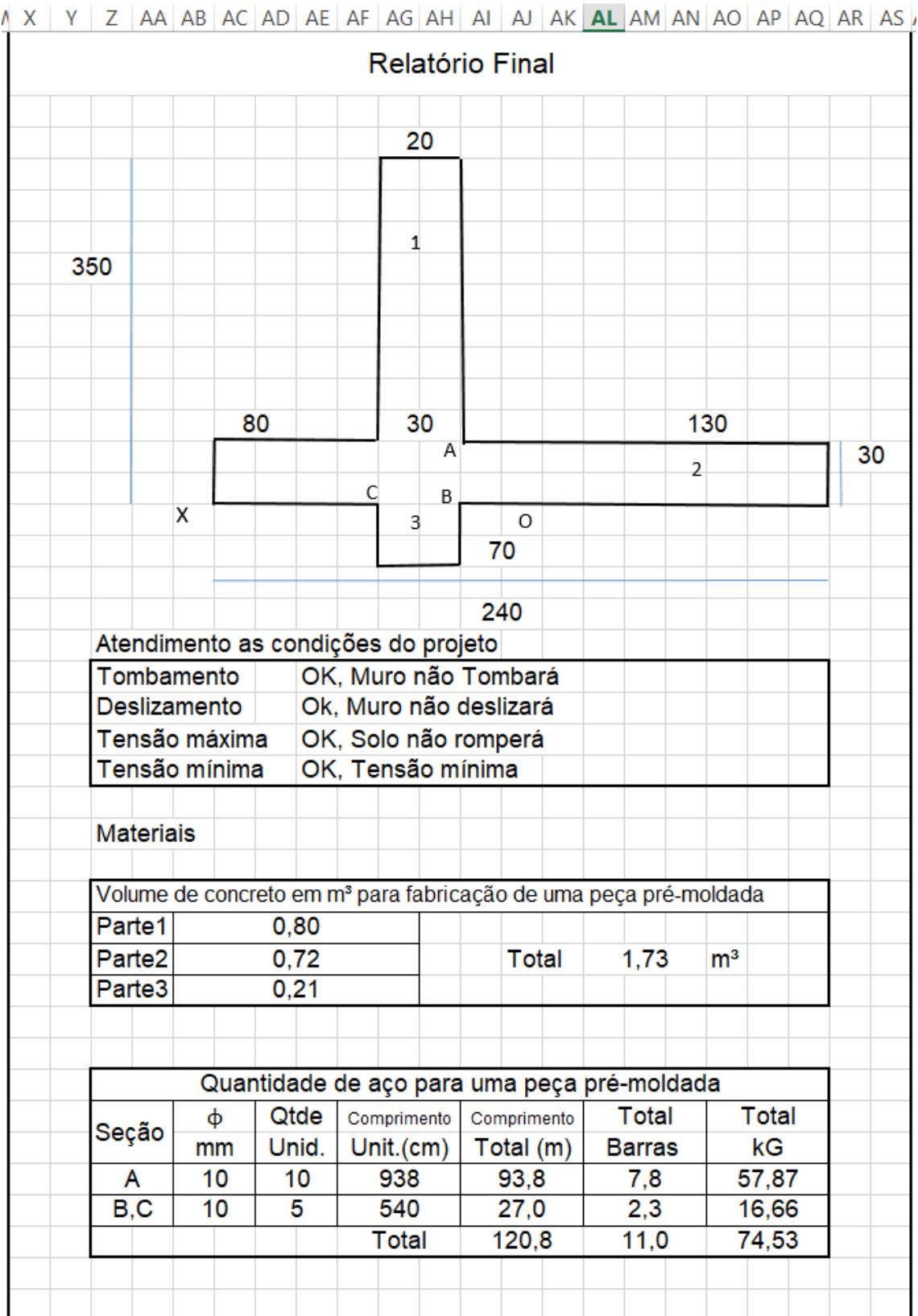
Na figura 37, as células em destaques na cor verde são valores que devem ser inseridos pelo usuário

Figura 37 - Planilha de cálculo (inserção de dados)

1	Planilha de Cálculo			
2				
3	Dados do projeto:			
4				
5	Peso específico do solo γ =	18	kN/m ³	
6				
7	Tensão admissível do solo σ =	125	kN/m ²	
8				
9	Ângulo de Atrito do solo ϕ =	28	°	
10				
11	Carga distribuída sob o muro q =	5	kN/m ²	
12				
13	Coefficiente de Atrito (base do muro & solo) μ =	0,3		
14				
15	Características dos materiais do projeto:			
16				
17	Concreto f_{ck} =	20	MPA	$\gamma_{concreto}$ = 25 kN/m ³
18				
19	Cobrimento =	5	cm	
20				
21	Resistencia do Aço CA =	50		
22				
23	Fator de minoração do aço γ_f =	1,15		
24				
25	Fator de majoração do concreto γ_m =	1,4		
26				
27	Dimensões do muro:			
28				
29	Altura =	350	cm	
30				
31	Base Total =	240	cm	
32				
33	Altura da base =	30	cm	
34				
35	Largura do topo =	20	cm	
36				
37	Base (sem solo) =	80	cm	
38				
39	Largura da seção mais solicitada =	30	cm	
40				
41	Base (sob o solo) =	130	cm	
42				
43	Dente =	70	cm	

Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 38 - Planilha de cálculo (relatório final)



Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.1. Determinação dos coeficientes de empuxo

K_a = Coeficiente de empuxo para situação de empuxo ativo

ϕ = Ângulo de atrito

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

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{28}{2} \right)$$

$$K_a = 0,3610$$

K_a = Coeficiente de empuxo para situação de empuxo ativo

K_p = Coeficiente de empuxo para situação de empuxo passivo

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

$$K_p = \frac{1}{0,3610}$$

$$K_p = 2,77$$

3.2. Determinação do empuxo do solo

E_s = Empuxo do solo

γ = Peso específico do solo

H = Altura do muro

K_a = Coeficiente de empuxo para situação de empuxo ativo

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 3,5^2 m \cdot 0,3610$$

$$Es = 39,80 \frac{kN}{m}$$

3.3. Determinação do empuxo de carga

E_q = Empuxo de carga

q = Carga acidental

H = Altura do muro

$$E_q = K_a \cdot q \cdot H$$

$$E_q = 0,3610 \cdot 5,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,5 \text{ m}$$

$$E_q = 6,32 \frac{kN}{m}$$

3.4. Determinação da força total atuante

F_a = Força total atuante

E_q = Empuxo de carga

E_s = Empuxo do solo

$$F_a = E_q + E_s$$

$$F_a = 39,80 \frac{kN}{m} + 6,32 \frac{kN}{m}$$

$$F_a = 46,12 \frac{kN}{m}$$

Tabela 3 - Peso sem considerar dente

		Volume	γ	Peso	Total
		m ³	kN/m ³	kN	kN
Solo	Área 1	4,16	18	74,88	74,88
Muro	Parte1	0,800	25	20,00	38,00
	Parte2	0,720	25	18,00	

Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.5. Determinação da força resistente

Fr = Força resistente

Ps= Peso do solo

Pg = Peso próprio do muro

μ = Coeficiente de atrito solo muro

$$Fr = (Ps + Pg) \cdot \mu$$

$$Fr = \left(74,88 \frac{kN}{m} + 38 \frac{kN}{m}\right) \cdot 0,3$$

$$Fr = 33,86 \frac{kN}{m}$$

3.6. Análise das reações

Fr = Força resistente

Fa= Força atuante

Fr>Fa

$$33,86 \frac{kN}{m} > 46,12 \frac{kN}{m}$$

De acordo com Marquetti 2007, é obrigatório que a $Fr \geq Fa$ para que não ocorra o deslizamento, analisando os resultados obtidos acima esta condição não foi satisfeita, sendo necessário refazer os cálculos e adicionar uma saliência que aumente a força resistente Ep que podemos denominar como “dente”.

3.7. Determinação do empuxo passivo

E_p = Empuxo passivo

F_r = Força resistente

F_a = Força atuante

$$E_p = F_a - F_r$$

$$E_p = 46,12 \frac{kN}{m} - 33,86 \frac{kN}{m}$$

$$E_p = 12,26 \frac{kN}{m}$$

3.8. Dimensionamento do “dente” em relação a força resistente E_p

E_p = empuxo passivo

K_p = Coeficiente de empuxo para situação de empuxo passivo

γ = Peso específico do solo

h_p = Altura “dente” do muro

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h_p^2$$

$$h_p = \sqrt{\frac{2}{\gamma} \cdot \frac{E_p}{K_p}}$$

$$h_p = \sqrt{\frac{2}{18 \frac{kN}{m^3}} \cdot \frac{12,26 \frac{kN}{m}}{2,77}}$$

$$h_p = 0,70 \text{ m}$$

Tabela 4 - Peso do muro com “dente”

		Volume	γ	Peso	Total
		m ³	kN/m ³	kN	kN
Solo	Área 1	4,16	18	74,88	74,88
Muro	Parte1	0,80	25	20,00	43,25
	Parte2	0,72	25	18,00	
	Parte3	0,21	25	5,25	

Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.9. Determinação da força resistente

Fr = Força resistente

Ps= Peso do solo

Pg = Peso próprio do muro

μ = Coeficiente de atrito solo muro

$$Fr = (Ps + Pg) \cdot \mu$$

$$Fr = \left(74,88 \frac{kN}{m} + 43,25 \frac{kN}{m} \right) \cdot 0,3$$

$$Fr = 35,44 \frac{kN}{m}$$

3.10. Determinação do empuxo passivo

Ep = Empuxo passivo

Kp = Coeficiente de empuxo para situação de empuxo passivo

γ = Peso específico do solo

hp = Altura “dente” do muro

$$Ep = \frac{1}{2} \cdot Kp \cdot \gamma \cdot hp^2$$

$$Ep = \frac{1}{2} \cdot 2,77 \cdot 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,7^2 m$$

$$Ep = 12,21 \frac{kN}{m}$$

3.11. Analisando as reações

Fr = Força resistente

Ep = empuxo passivo

Fa = Força atuante

Fr + Ep > Fa

$$35,44 \frac{kN}{m} + 12,21 \frac{kN}{m} > 46,12 \frac{kN}{m}$$

$$47,65 \frac{kN}{m} > 46,12 \frac{kN}{m}$$

Analisando as reações com o dente verifica-se que satisfaz a condição de $Fr \geq Fa$.

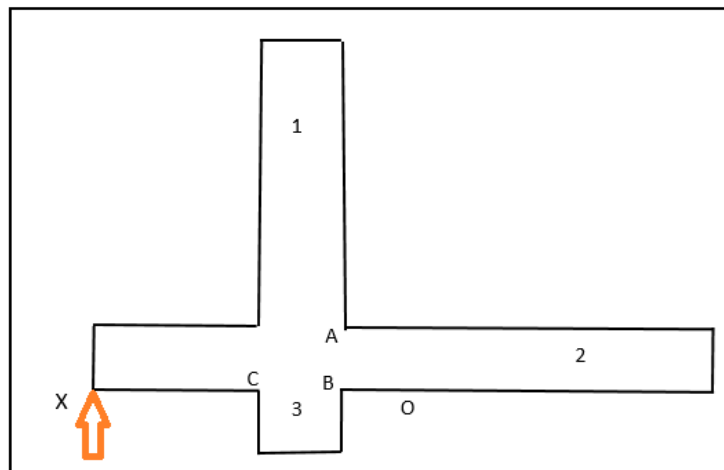
3.12. Determinação das reações de momento

Tabela 5 - Cálculo do momento resistente (Mr) em relação ao ponto (x)

		Peso	Braço	Momento
		kN	m	kN.m
Solo	Área	74,88	1,75	131,04
Muro	Parte 1	20,00	0,893	17,87
	Parte 2	18,00	1,20	21,60
	Parte 3	5,25	0,95	4,99
Carga	Parte4	6,50	1,75	11,38
ΣMr				186,87

Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 39 - Detalhe das partes da peça (ponto "X")



Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.13. Determinação do momento atuante

Ma = Momento atuante

Ea = Empuxo ativo

Es = Empuxo da carga

H = Altura do muro

$$Ma = \left(Ea \cdot \frac{H}{3} \right) + \left(Es \cdot \frac{H}{2} \right)$$

$$Ma = \left(1m \cdot 39,80 \frac{kN}{m} \cdot \frac{3,5m}{3} \right) + \left(1m \cdot 6,32 \frac{kN}{m} \cdot \frac{3,5m}{2} \right)$$

$$Ma = 57,49 \text{ kN.m}$$

3.13.1. Verificação do momento

Ma = Momento atuante

Mr = Momento resistente

$$Mr > 1,4 \cdot Ma$$

$$186,87 \text{ kN.m} > 1,4 \cdot 57,49 \text{ kN.m}$$

$$186,87 \text{ kN.m} > 80,49 \text{ kN.m}$$

Analisando as reações obtidas acima verifica-se que é satisfeita a condição $M_r > 1,4 M_a$, portanto o muro não tombará.

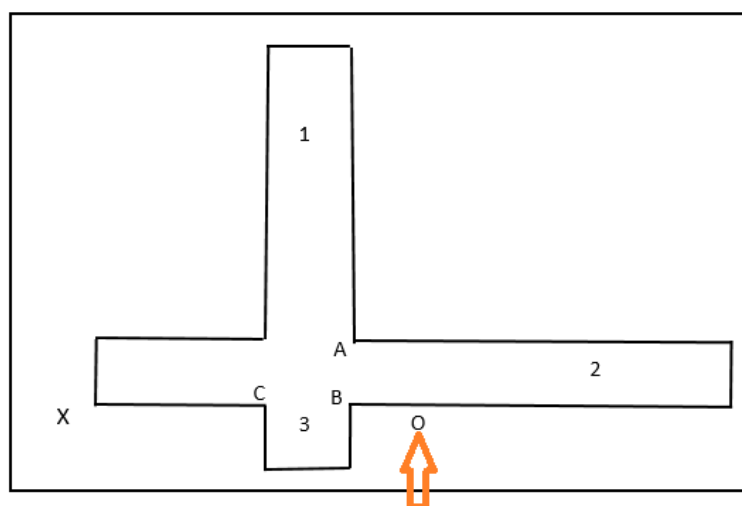
3.13.2. Verificação da capacidade de carga

Tabela 6 - Cálculo do momento resistente (M_r) em relação ao ponto (O)

		Peso kN	Braço m	Momento kN.m
Solo	Área	74,88	-0,55	-41,18
Muro	Parte 1	20,00	0,31	6,13
	Parte 2	18,00	0,00	0,00
	Parte 3	5,25	1,05	5,51
Carga	Parte4	6,50	-0,55	-3,58
ΣM_r				33,11

Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 40 - Detalhe das partes da peça (Ponto "O")



Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.14. Determinação das tensões

W = Momento de inércia

b = Base da peça

$$W = 1m \cdot \frac{b^2}{6}$$

$$W = 1m \cdot \frac{2,4^2m}{6}$$

$$W = 0,96m^3$$

3.15. Determinação da força normal

N = Força normal

Pg = Peso próprio

Ps = Peso do solo

Pq = Carga acidental

$$N = Pg + Ps + Pq$$

$$N = 43,25 kN + 74,88 kN + 6,5kN$$

$$N = 124,6 kN$$

3.16. Determinação da área da base

A = Área

b = Base

l = Largura

$$A = b \times l$$

$$A = 2,4m \cdot 1m$$

$$A = 2,4 m^2$$

3.17. Determinação das tensões máximas atuantes

σ_{Max} = Tensão máxima

M_a = Momento atuante

M_r = Momento resistente

W = Momento de Inércia

A = Área

N = Força normal

$$\sigma_{Max} = \left(\frac{N}{A} \right) + \left(\frac{M_a(0) - M_r(0)}{W} \right) < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{Max} = \left(\frac{124,63kN}{2,4m^2} \right) + \left(\frac{57,49kN \cdot m - 33,11kN \cdot m}{0,96m^3} \right) < 125 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Max} = 77,3 \frac{kN}{m^2} < 125 \frac{kN}{m^2}$$

Analisando as reações obtidas acima verifica-se que é satisfeita a condições $\sigma_{adm} > \sigma_{Max}$, portanto o solo não romperá.

3.18. Determinação das tensões mínimas atuantes

σ_{Min} = Tensão mínima

M_a = Momento atuante

M_r = Momento resistente

W = Momento de Inércia

A = Área

N = Força normal

$$\sigma_{\text{Min}} = \left(\frac{N}{A} \right) - \left(\frac{Ma(0) - Mr(0)}{W} \right) < 0$$

$$\sigma_{\text{Min}} = \left(\frac{124,63kN}{2,4m^2} \right) - \left(\frac{57,49kN \cdot m - 33,11kN \cdot m}{0,96m^3} \right) > 0$$

$$\sigma_{\text{Min}} = 26,5 \frac{kN}{m^2} > 0$$

Analisando as reações obtidas acima verifica-se que é satisfeita a condições $\sigma_{\text{Min}} > 0$, portanto o muro não tombará.

3.19. Determinação da armadura seção A

Kmd = Coeficiente auxiliares para dimensionamento para seções retangulares

Md = Momento atuante de projeto

d = Seção solicitada

Fck = Resistência característica do concreto

ym = coeficiente de majoração do concreto

$$Kmd = \frac{Md}{1 \cdot d^2 \cdot \frac{fck}{ym}}$$

$$Kmd = \frac{80,49 kN \cdot m}{1 \cdot 0,25^2 m \cdot \frac{20.000}{1,4}}$$

Conforme valores tabelados:

$$Kmd = 0,09 \quad Kx = 0,1403 \quad Kz = 0,9439$$

As = Área armadura

Md = Momento atuante do projeto

d = Seção solicitada

Fyd = Resistência de cálculo do aço

γf = coeficiente de minoração do aço

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_f}}$$

$$A_s = \frac{80,49 \text{ kN.m}}{0,9439 \cdot 0,25\text{m} \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 7,85 \text{ cm}^2$$

Tabela 7 - Descrições de barras comerciais

Barras comerciais							
Diâmetro		Área	QTDE	Comprimento	Ancoragem	Sub-Total	Total
mm	Pol	cm ²		cm	cm	Comprimento	cm
5,00	3/16	0,2	40,0	850	44,0	894,0	35760,0
6,30	1/4	0,31	26,0	850	55,4	905,4	23541,4
8,00	5/16	0,50	16,0	850	70,4	920,4	14726,4
10,00	3/8	0,80	10,0	850	88,0	938,0	9380,0
12,50	1/2	1,23	7,0	850	110,0	960,0	6720,0
16,00	5/8	2,01	4,0	850	140,8	990,8	3963,2
20,00	3/4	3,14	3,0	850	176,0	1026,0	3078,0
22,00	7/8	3,80	3,0	850	193,6	1043,6	3130,8
25,00	1	4,91	2,0	850	220,0	1070,0	2140,0
32,00	1.1/4	8,04	1,0	850	281,6	1131,6	1131,6
40,00	1.1/2	12,57	1,0	850	352,0	1202,0	1202,0

Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.20. Determinação da armadura seção B

$$\left(\frac{\text{Base}}{\sigma_{\text{Max}} - \sigma_{\text{Min}}} \right) \cdot \left(\frac{\text{Trecho sob solo}}{F_s' - \sigma_{\text{Min}}} \right)$$

$$\left(\frac{2,4\text{m}}{77,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 26,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \right) \cdot \left(\frac{1,30\text{m}}{F_s' - 26,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \right)$$

$$F_s' = 54,05 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_s = (F_s' + \sigma, Min) \cdot \frac{\text{trecho sob solo}}{2}$$

$$F_s = \left(54,05 \frac{kN}{m^2} + 26,5 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot \frac{1,30m}{2}$$

$$F_s = 52,38 \frac{kN}{m}$$

Ps = Peso do solo

hs = Altura do solo

γ_s = Peso específico do solo

hb = Altura da base

γ_c = Peso específico do concreto

$$P_s = \text{Trecho sob solo} \cdot h_s \cdot \gamma_s + \text{Trecho sob solo} \cdot h_b \cdot \gamma_c$$

$$P_s = 1,30m \cdot 3,20m \cdot 18 \frac{kN}{m^3} + 1,30m \cdot 0,3m \cdot 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$P_s = 84,63 \frac{kN}{m}$$

Mb = Momento atuante n o ponto b

Ps = Peso do solo

Fs = Força atuante sobre o solo

cg(σ) = centro de gravidade da força

$$M_b = \left(P_s \cdot \frac{\text{trecho sob solo}}{2} \right) - (F_s \cdot cg(\sigma))$$

$$M_b = \left(1m \cdot 84,63 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1,3m}{2} \right) + \left(1m \cdot 52,38 \frac{kN}{m} \cdot 0,576m \right)$$

$$M_b = 24,84 \text{ kN.m}$$

Kmd = Coeficiente auxiliares para dimensionamento para seções retangulares

Mb,k = Momento atuante de projeto

d = Seção solicitada

Fck = Resistência característica do concreto

ym = coeficiente de majoração do concreto

$$KMD = \frac{Mb, k \cdot y}{1 \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{y_m}}$$

$$KMD = \frac{24,84 \text{ KN} \cdot \text{m} \cdot 1,4}{1 \cdot 0,25^2 \text{ m} \cdot \frac{20.000}{1,4}}$$

Conforme tabela :

$$Kmd = 0,04 \quad Kx = 0,0603 \quad Kz = 0,9759$$

As = Área de armadura

Mb,k = Momento atuante característico

d = Seção solicitada

Fyd = Resistência de cálculo do aço

yf = Coeficiente de minoração do aço

ym = Coeficiente de majoração

$$As = \frac{Mb, k \cdot y_m}{Kz \cdot d \cdot \frac{f_{yd}}{y_f}}$$

$$As = \frac{27,84 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1,4}{0,9759 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$As = 3,28 \text{ cm}^2$$

Tabela 8 - Descrições de barras comerciais

Barras comerciais							
Diâmetro		Área	QTDE	Comprimento	Ancoragem	Sub-Total	Total
mm	Pol	cm ²		cm	cm	Comprimento(cm)	cm
5,00	3/16	0,2	17,0	230	40	270	4590
6,30	1/4	0,31	11,0	230	40	270	2970
8,00	5/16	0,50	7,0	230	40	270	1890
10,00	3/8	0,80	5,0	230	40	270	1350
12,50	1/2	1,23	3,0	230	40	270	810
16,00	5/8	2,01	2,0	230	40	270	540
20,00	3/4	3,14	2,0	230	40	270	540
22,00	7/8	3,80	1,0	230	40	270	270
25,00	1	1,90	2,0	230	40	270	540
32,00	1.1/4	8,04	1,0	230	40	270	270
40,00	1.1/2	12,57	1,0	230	40	270	270

Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.21. Determinação da armadura seção C

$$\left(\frac{Base}{\sigma, Max - \sigma, Min} \right) \cdot \left(\frac{Trecho sobre solo}{Fs' - \sigma, Min} \right)$$

$$\left(\frac{2,4m}{77,3 \frac{kN}{m^2} - 26,5 \frac{kN}{m^2}} \right) \cdot \left(\frac{1,60m}{Fs' - 26,5 \frac{kN}{m^2}} \right)$$

$$Fs' = 60,39 \frac{kN}{m^2}$$

$$Fs = (Fs' + \sigma, Max) \cdot \frac{trecho sem solo}{2}$$

$$Fs = \left(77,3 \frac{kN}{m^2} + 60,39 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot \frac{0,80m}{2}$$

$$Fs = 55,09 \frac{kN}{m}$$

Pc = Peso do concreto (partes do muro)

hb = Altura da base

γ_c = Peso específico do concreto

$P_c = \text{Trecho sem solo} \cdot hb \cdot \gamma_c$

$$P_c = 1m \cdot 0,80m \cdot 0,3m \cdot 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$P_c = 6 \text{ kN}$$

M_c = Momento atuante na seção c

P_c = Peso do concreto

F_s = Força atuante sobre o solo

$cg(\sigma)$ = Centro de gravidade da força

$$M_c = \left(P_c \cdot \frac{\text{trecho sem solo}}{2} \right) - (F_s \cdot cg(\sigma))$$

$$M_c = \left(6 \text{ kN} \cdot \frac{0,80m}{2} \right) + (55,09kN \cdot 0,527m)$$

$$M_c = 26,66 \text{ kN} \cdot m$$

K_{md} = Coeficiente auxiliares para dimensionamento para seções retangulares

$M_{c,k}$ = Momento atuante de projeto

d = Seção solicitada

f_{ck} = Resistência característica do concreto

γ_m = Coeficiente de majoração do concreto

$$K_{MD} = \frac{M_{c,k}}{1 \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m}}$$

$$K_{MD} = \frac{26,66 \text{ KN} \cdot m}{1 \cdot 0,25^2 m \cdot \frac{20.000}{1,4}}$$

Conforme tabela:

$$K_{md} = 0,04 \quad K_x = 0,0603 \quad K_z = 0,9759$$

A_s = Área armadura

$M_{c,k}$ = Momento atuante característico

d = Seção solicitada

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço

γ_f = Coeficiente de minoração do aço

γ_m = Coeficiente de majoração

$$A_s = \frac{M_{c,k} \cdot \gamma_m}{K_z \cdot d \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_f}}$$

$$A_s = \frac{26,66 \text{ KN.m} \cdot 1,4}{0,9759 \cdot 0,25\text{m} \cdot \frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 3,52 \text{ cm}^2$$

Tabela 9 - Descrições de barras comerciais

Barras comerciais							
Diâmetro		Área cm ²	QTDE	Comprimento cm	Ancoragem cm	Sub-Total Comprimento(cm)	Total cm
mm	Pol						
5,00	3/16	0,2	18,0	230	40	270	4860
6,30	1/4	0,31	12,0	230	40	270	3240
8,00	5/16	0,50	8,0	230	40	270	2160
10,00	3/8	0,80	5,0	230	40	270	1350
12,50	1/2	1,23	3,0	230	40	270	810
16,00	5/8	2,01	2,0	230	40	270	540
20,00	3/4	3,14	2,0	230	40	270	540
22,00	7/8	3,80	1,0	230	40	270	270
25,00	1	1,90	2,0	230	40	270	540
32,00	1.1/4	8,04	1,0	230	40	270	270
40,00	1.1/2	12,57	1,0	230	40	270	270

Fonte: Elaborado pelos Autores.

3.22. Determinação da cortante na seção A.

$V_{s,A}$ = Força cortante

Ea = Empuxo ativo

Eq = Empuxo de carga

$$V_{s,A} = Ea + Eq$$

$$V_{s,A} = 39,80 \frac{kN}{m} + 6,30 \frac{kN}{m}$$

$$V_{s,A} = 46,12 \frac{kN}{m}$$

$$V_{sd,A} = 1,4 \cdot V_{s,A}$$

$$V_{sd,A} = 1,4 \cdot 46,12 \frac{kN}{m}$$

$$V_{sd,A} = 64,57 \frac{kN}{m}$$

6.22.1. Verificação da armadura na seção A

$V_{rd,A}$ = Força cortante

τ_{rd} = Tensão resistente de cálculo ao cisalhamento

K = Coeficiente

ρ_A = Taxa de armadura em relação a base

b_w = Base (espessura da parede)

d = Altura útil

$f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$; $\tau_{rd} = 276 \text{ Mpa}$

$$d = e - 5\text{cm} = 30\text{cm} - 5\text{cm} = 25\text{cm}$$

$$K = 1,6 - d = 1,6 - 0,25 = 1,35 > 1 \text{ (O.K.)}$$

$$\rho_A = \frac{A_{s,A}}{b_w \cdot d} = \frac{7,85 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 25\text{cm}} = 0,00314$$

$$V_{rd,A} = (\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_A)) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd,A} = (276 \text{ Mpa} \cdot 1,35 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00314)) \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m}$$

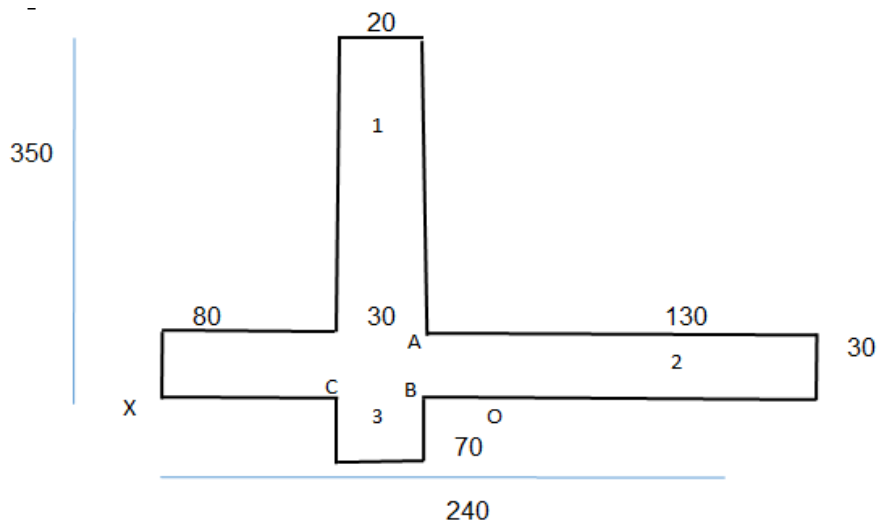
$$V_{rd,A} = 123,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{rd,A} > V_{sd,A}$$

$$123,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 64,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Analisando os resultados obtidos não será preciso armar a força cortante.

Figura 41 - Dimensões finais do muro



Fonte: Elaborado pelos Autores.

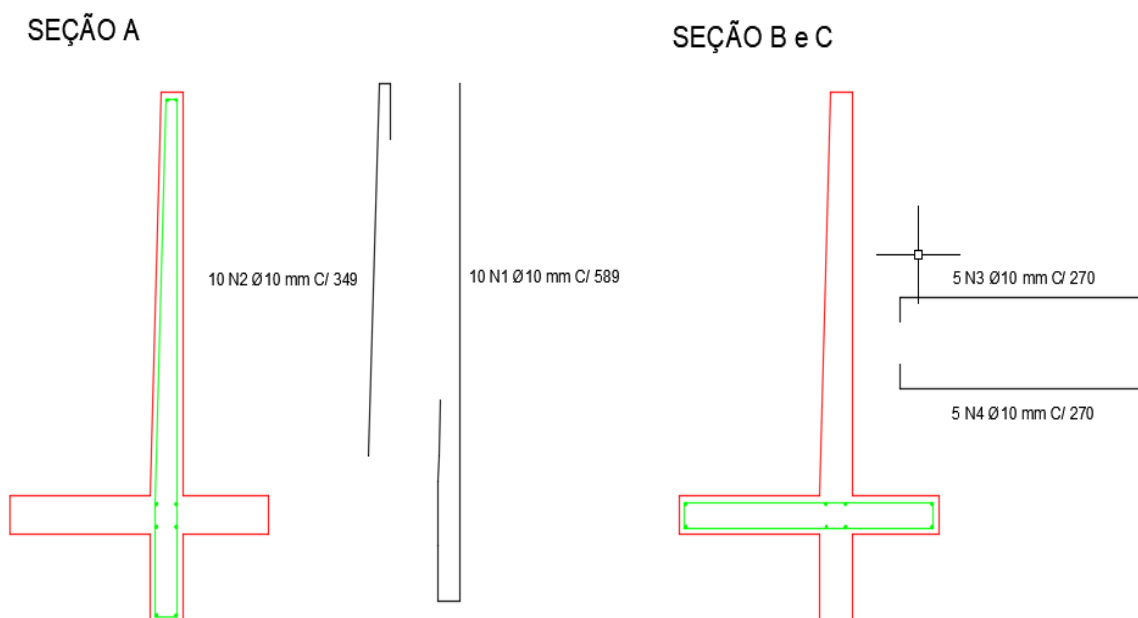
Conforme tabela 10, mostra os quantitativos de materiais, volume de concreto, peso de aço para 1 módulo de muro.

Tabela 10 - Materiais utilizados

Observações						
Tombamento	OK, Muro não tombará					
Deslizamento	OK, Muro não deslizará					
Tensão máxima	OK, Solo não romperá					
Tensão mínima	OK, Tensão mínima					
Materiais						
Volume de concreto						
	m ³					
Parte1	0,80					
Parte2	0,72					
Parte3	0,21					
Total	1,73					
Aço CA50						
Seção	φ mm	Qtde Unid.	Comprimento	Comprimento	Total Barras	Total kG
			Unit.(cm)	Total (m)		
A	10	10	938	93,8	7,8	57,87
B,C	10	5	540	27,0	2,3	16,66
Total				120,8	11,0	74,53

Fonte: Elaborado pelos Autores.

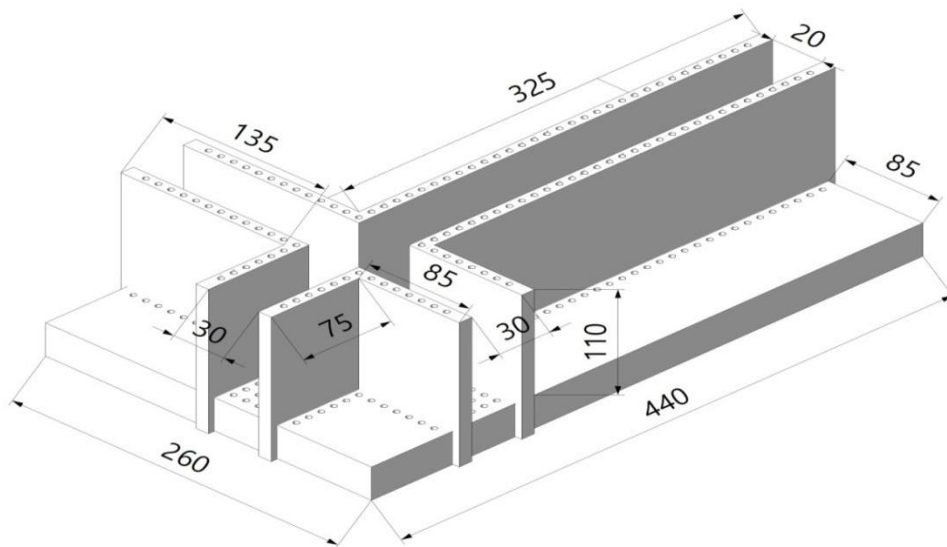
Figura 42 - Detalhamento da armadura



Fonte: Elaborado pelos Autores.

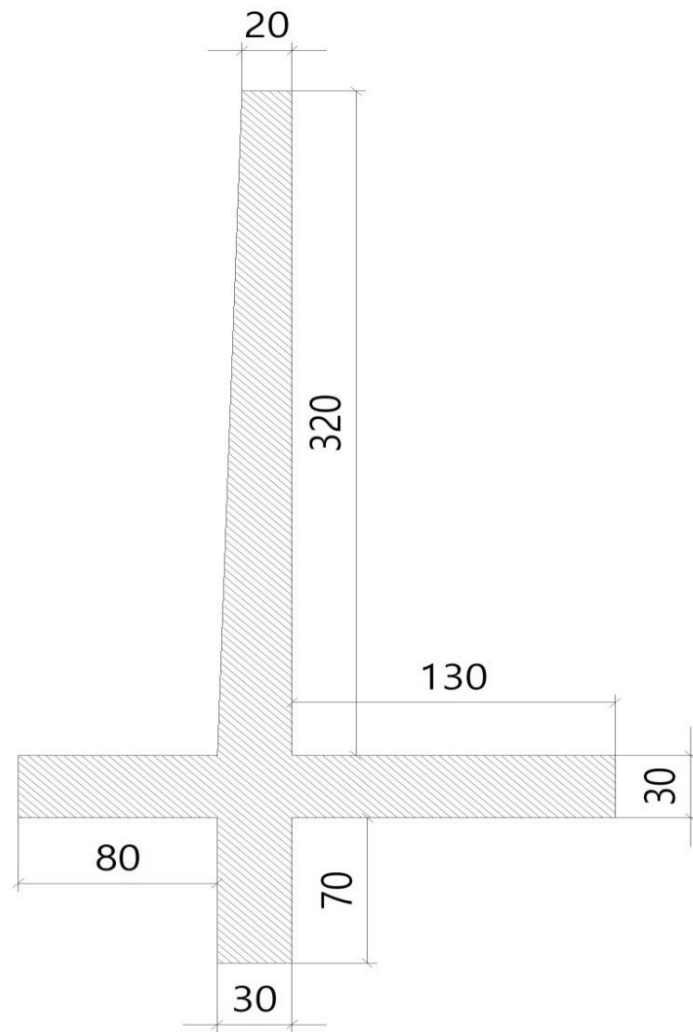
A fabricação desses produtos pré-moldados é feita por formas de diversos tipos de modelos e tamanhos, possuem pinos e limitadores que dependem dos desníveis dos lugares projetados podendo reutilizar a forma para diferentes tamanhos de peças, conforme figura 43 e na figura 44 podemos visualizar as dimensões da peça.

Figura 43 - Forma para fabricação



Fonte: Elaborado pelos Autores.

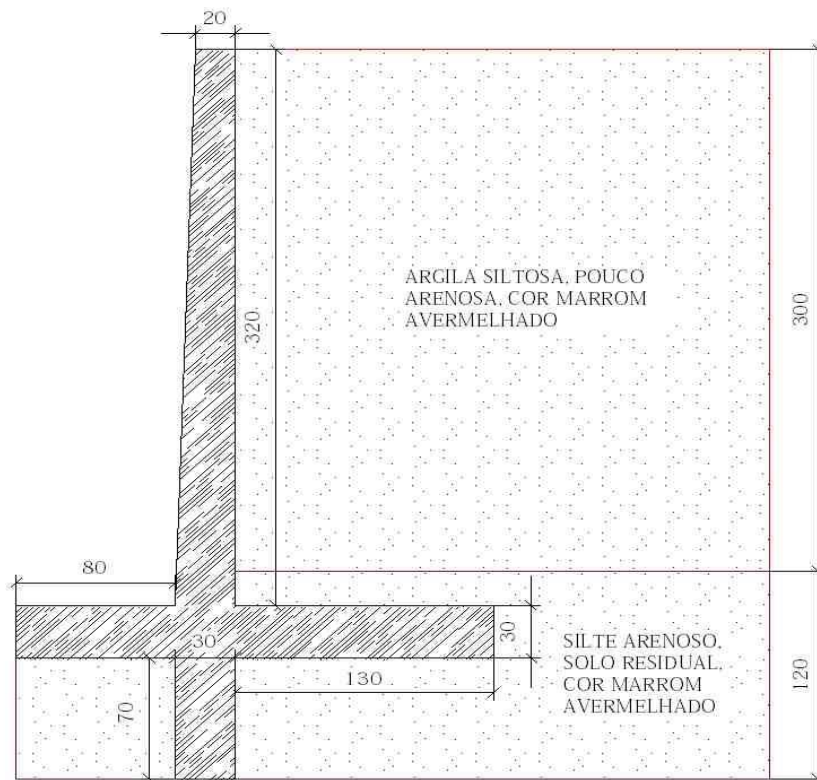
Figura 44- Dimensões da peça



Fonte: Elaborado pelos Autores.

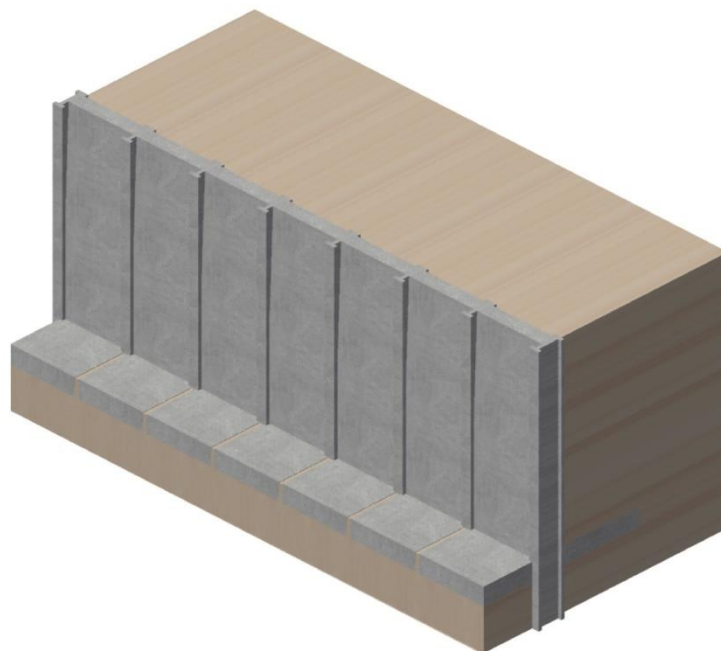
Na figura 45 podemos visualizar em corte o módulo instalado, e na figura 46 podemos observar em diversas dimensões a união de vários módulos paralelamente, formando o muro.

Figura 45 - Muro em corte



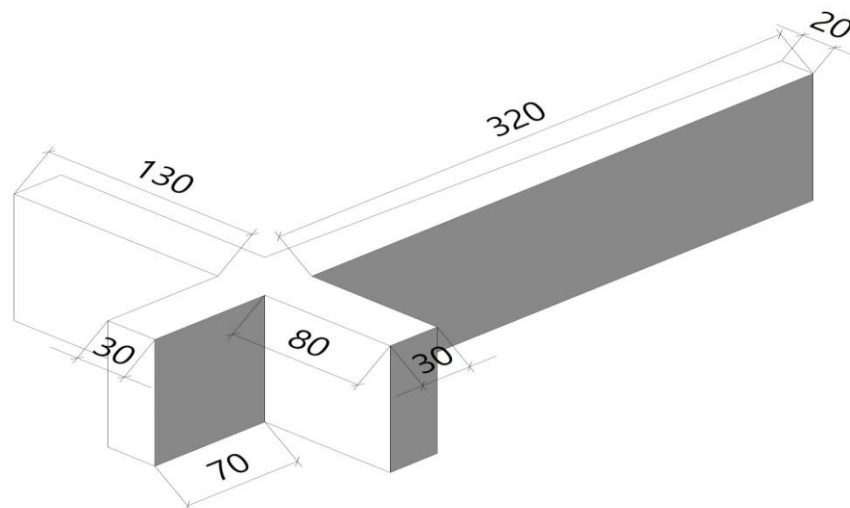
Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 46 – Conjunto, união dos módulos.



Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 47 - Dimensões do muro



Fonte: Elaborado pelos Autores.

Na figura 47 ilustramos como a peça deve ser transportada, para respeitar os limites das dimensões permitidas aos caminhões. Em território nacional e internacional há resolução que garante que todos possam andar com segurança nas ruas, nas estradas, o Contran estabeleceu algumas resoluções que veremos a seguir:

Resolução 318, de 5 de junho de 2009:

Estabelece limites de pesos e dimensões para circulação de veículos de transporte de carga e de transporte coletivo de passageiros em viagem internacional pelo território nacional.

§1º Limites de pesos:

I – Peso Bruto Total – PBT – 45t;

II – Peso Bruto Transmitido por eixo às superfícies das vias públicas:

a) Eixo simples dotado de 2 (duas) rodas – 6t;

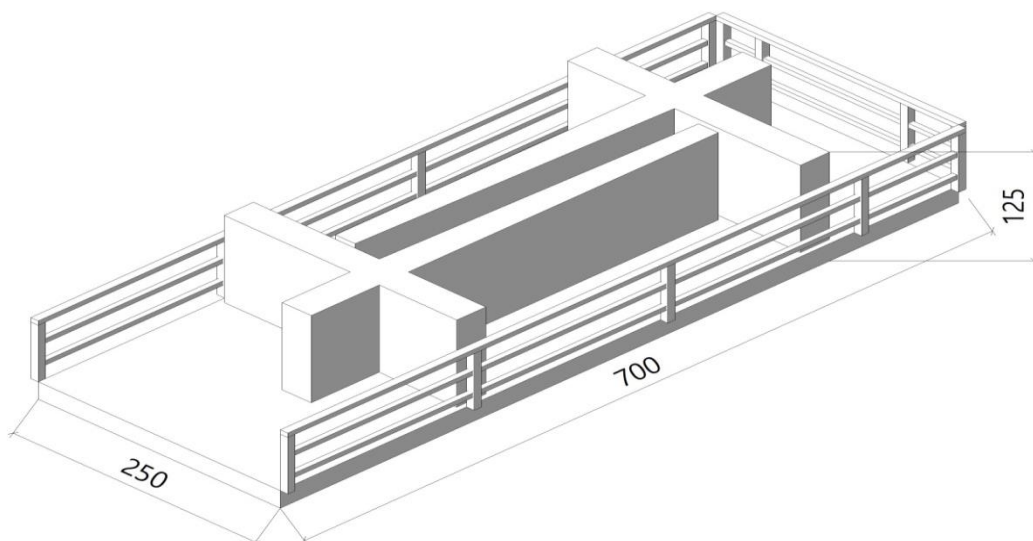
b) Eixo simples dotado de 4 (quatro) rodas – 10,5t ;

- c) Eixo duplo dotado de 4 (quatro) rodas – 10t;
- d) Eixo duplo dotado de 6 (seis) rodas – 14t ;
- e) Eixo duplo dotado de 8 (oito) rodas – 18t;
- f) Eixo triplo dotado de 6 (seis) rodas – 14t ;
- g) Eixo triplo dotado de 10 (dez) rodas – 21t;
- h) Eixo triplo dotado de 12 (doze) rodas – 25,5t.

Veja que os veículos habilitados ao transporte de carga devem obedecer aos limites de pesos e dimensões de que trata na Resolução como já demonstrado.

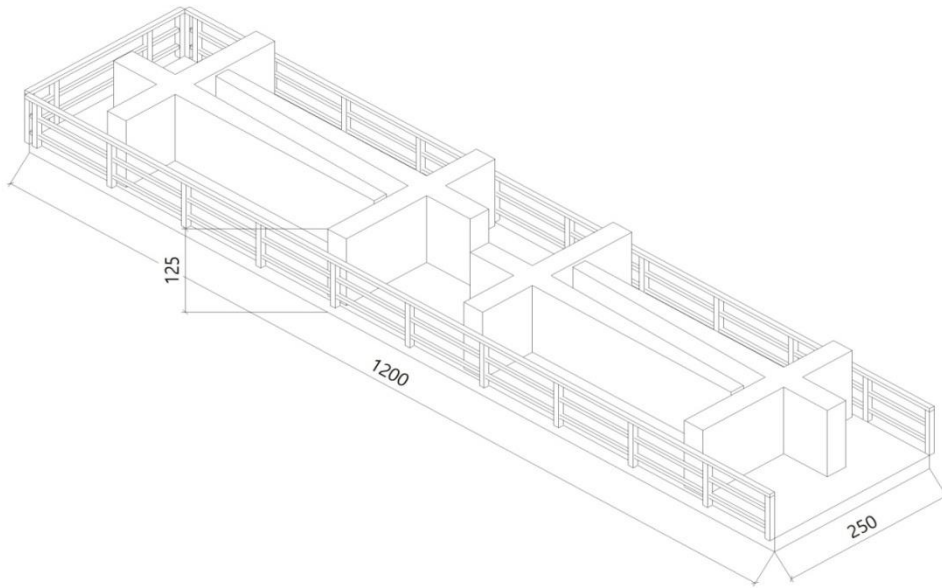
Por isso foi desenvolvido um muro de contenção com largura transversal de 2,4m, que se adéqua as carrocerias de caminhões, facilitando o transporte e diminuindo os custos. Sendo assim, eles não se enquadram como veículos de cargas especiais, não precisando, deste modo de autorizações especiais estabelecidas pelas autoridades competentes. As figuras 48, 49 e 50 demonstram o transporte nos 3 principais tipos comuns de caminhões encontrados no mercado.

Figura 48 - Disposição das peças no caminhão



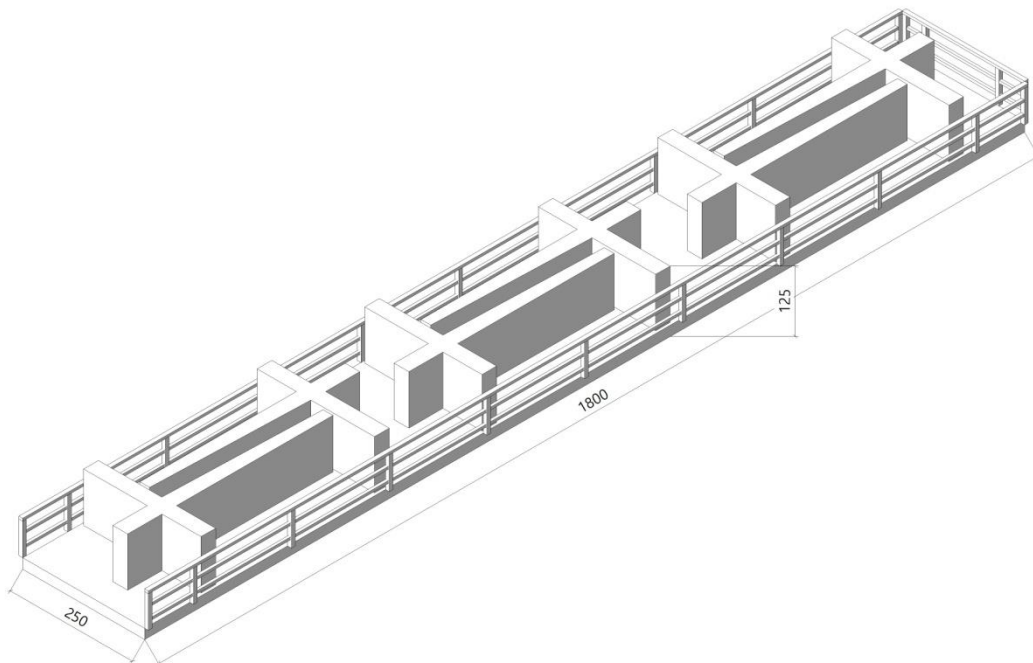
Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 49 - Disposição das peças no caminhão



Fonte: Elaborado pelos Autores.

Figura 50 - Disposição das peças no caminhão



Fonte: Elaborado pelos Autores.

4. CONCLUSÃO

O grupo considerou cinco pontos mais importantes no trabalho acadêmico, a planilha eletrônica, a flexibilidade do projeto, mecanização dos processos, fabricação das peças e seu transporte.

A criação da planilha eletrônica e o desenvolvimento do método matemático possibilitou a automação de todos os cálculos, sendo assim foi possível estipular as dimensões do muro com maior eficácia e ainda serviu de validação para o cálculo do muro.

O projeto da forma ficou atraente no contexto de sua flexibilidade, pois com a mesma forma é possível fabricar muro de diversos tamanhos, desde que se respeite a altura máxima de 3,50 metros e largura máxima da base de 2,40 metros. A forma possibilita também mudar as medidas da seção do corpo conforme a exigência do projeto.

A mecanização dos processos refere-se à montagem do módulo do muro no canteiro de obra. Com a utilização de equipamentos e máquinas, o processo de execução fica mais ágil e conseqüentemente haverá um ganho de tempo no cronograma.

A fabricação da peça no ambiente fabril traz algumas vantagens como o controle de qualidade, pois os processos de execução da peça passam por um rigoroso acompanhamento, e também economia de insumos devido a padronização dos processos evitando o desperdício de materiais.

A validação do transporte é um dos itens mais importantes. Pensando em facilitar a logística, o grupo limitou a peça a largura máxima de 2,40 metros, podendo assim transportar a peça com variados tipos de veículos, desde que o mesmo suporte o peso da peça, e evitar que se enquadre na modalidade de transporte de cargas especiais.

Ao analisar a tendência mundial da industrialização do setor da construção civil, e que o Brasil necessita de avanços tecnológicos e sociais, pode-se afirmar que o emprego de estruturas pré-moldadas pode contribuir fortemente para tais avanços

5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

BUENO, Benedito de Souza; VILLAR, Orencio Monje. Mecânica dos solos volume 2. São Carlos, Viçosa: Departamento de Geotecnia EESC-USP, 1979.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 2013.

CAVASSANI, Marita R. P. et al. Avaliação da capacidade de carga de estacas metálicas tubulares de alta resistência estrutural. Scientific Figure on ResearchGate. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/271826716_AVALIACAO_DA_CAPACIDADE_DE_CARGA_DE_ESTACAS_METALICAS_TUBULARES_DE_ALTA_RESISTENCIA_ESTRUTURAL. Acesso em: 10/11/2018.

DALDEGAN, Eduardo. Muro de arrimo: tipos de muro e cuidados essenciais. Engenharia Concreta, 2016. Disponível em: <https://www.engenhariaconcreta.com/muro-de-arrimo-tipos-de-muro-e-cuidados-essenciais/>. Acesso em: 18 de dezembro de 2018.

EL DEBS, Mounir Khalil. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações 2ª ed.* São Paulo: Oficina de Textos, 2017. E-book. ISBN 978-85-7975-279-7. Disponível em: <<http://oficina.ipublishcentral.com>>. Acesso em: 20/10/2018.

Engenharia Concreta, 2016. Disponível em: <https://www.engenhariaconcreta.com/muro-de-arrimo-tipos-de-muro-e-cuidados-essenciais/>. Acesso em: 11 de novembro de 2018.

GARCIA, Andressa Faquinelli. Cartografia geotécnica para a cidade de Palmas/TO: determinação das cotas de impenetrável e nível freático por meio de sondagem SPT. Scientific Figure on ResearchGate. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/322138819_CARTOGRAFIA_GEOTECNICA_PARA_A_CIDADE_DE_PALMASTO_DETERMINACAO_DAS_COTAS

[DE IMPENETRÁVEL E NÍVEL FREÁTICO POR MEIO DE SONDAGEM SPT](#). Acesso em 14/12/2018.

GERSCOVICH, Denise M. S. Estruturas de contenção: Muros de Arrimo. 01 fev. 2011, 10 dec. 2011. 48 p. Notas de Aula. Disponível em <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em 15 de dezembro de 2018.

LIMA, M. J. C. P. A. Prospecção geotécnica do subsolo. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 104p.

MARANGON, Márcio. Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra, Volume 1. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora - Faculdade de Engenharia, Depto. de Transporte, 2006.

MARCHETTI, Osvaldemar. Muros de Arrimo. 1ª edição. São Paulo: Ed. Edgard Blucher, 2008.

MOLITERNO, Antonio. Caderno de muros de arrimo. 1ª ed. São Paulo: editora Edgard Blucher, 1980.

Portal Premonta: Disponível em: <http://premonta.com.br/paineis-de-contencao-em-concreto-pre-moldado/> acesso 05 de maio 2018.

Portal Rimobloco: Disponível em: <<http://www.rimobloco.com.br/servicos/sistema-rimobloco>>. Acesso em 15 de maio 2018.

Portal Soluções Técnicas: Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/11/2-crib-wall-contencao-de-muro-em-fogueira-estrutura-245176>>. Acesso 05 de maio 2018.

Portal VirtuHab UFSC. Crib-walls: Disponível em: <<http://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/crib-walls>>. Acesso 5 de maio 2018.

Portal Cimento Itambé: Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/muro-de-arrimo-blocos-concreto/>> Acesso em 16 maio 2018.

Portal VirtuHab UFSC: Murros de Arrimo por Gravidade: Disponível em: <<http://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/muros-de-arrimo-por-gravidade>>. Acesso 16 de maio 2018.

Portal VirtuHab UFSC: Murros de Arrimo por Flexão: Disponível em: <<http://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/muros-de-arrimo-por-flexao>>. Acesso em 16 de maio 2018.

RIBEIRO, D. Sondagem SPT: Processo executivo e dicas importantes. Engenharia Concreta, 2018. Disponível em:

<https://www.engenhariaconcreta.com/sondagem-spt/>. Acesso em: 30 de agosto de 2018.

QUARESMA, A. R., et al. Investigações Geotécnicas. In: HACHICH, W. et al. (Ed.). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 1996. p. 119-162.

SOUZA, L. H. F. Identificação de Matacões por Meio de Sondagem a Percussão de Simples Reconhecimento do Subsolo na Cidade de Uberlândia. Caminhos da Geografia – Revista on-line, UFU – Universidade de Uberlândia, 2004.

VARGAS, M. História das Fundações: História da engenharia de fundações no Brasil. In: HACHICH, W. et al. (Ed.). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 1996. p. 34-50.