



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Análise e Dimensionamento de Muros de Suporte em Alvenaria de Junta Seca

(Versão final após defesa)

Tiago João Alves Rodrigues

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(Ciclo de estudos integrado)

Orientadora: Prof^a. Doutora Isabel Maria Gonçalves Falorca

Covilhã, novembro de 2018

“O saber não ocupa lugar”

Agradecimentos

Aos meus Pais e Irmã, pelo apoio e carinho demonstrados desde sempre e pelo esforço feito, sem o qual não teria sido possível chegar até aqui.

À orientadora Professora Doutora Isabel Falorca, pela orientação constante e disponibilidade desde o início até à conclusão desta dissertação.

Ao corpo técnico e docente do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura.

Aos meus amigos.

A todos o meu obrigado.

Resumo

Os muros de suporte em alvenaria de pedra em junta seca são das mais antigas estruturas de engenharia civil, adequadas para aplicações que vão desde simples muros de vedação a grandes estruturas de suporte do solo com vários metros de altura. Por exemplo, os socacos realizados para cultivar terrenos nas encostas, de que a região do Alto Douro é paradigma, exigiram desde tempos muito remotos a construção de muros de suporte em alvenaria de junta seca. A técnica depende da habilidade do pedreiro em selecionar e posicionar cada pedra apropriadamente.

A integridade estrutural é mantida por meio do peso próprio e do atrito nas interligações dos blocos de rocha, definindo um comportamento diferente do das estruturas de betão. Outra especificidade reside na falta de regulamentação para o projeto dos muros de suporte em alvenaria de junta seca.

Neste contexto, a presente dissertação pretende contribuir para melhorar o conhecimento sobre o comportamento estrutural dos muros de alvenaria de junta seca, em particular dos muros de suporte em alvenaria de granito em junta seca. Para concretizar este objetivo, foi realizado um ensaio em modelo reduzido, recriando os modos de rotura frequentemente observados em muros gravidade. A análise da estabilidade, no âmbito do dimensionamento estrutural segundo o método dos estados limites previstos nas normas europeias, foi realizada tendo por base os modelos de cálculo para os muros gravidade e com recurso a uma metodologia baseada no conceito de linha de pressões.

O presente estudo evidencia uma das principais causas de danos e deformação dos muros de alvenaria de junta seca, que é o carregamento excêntrico da fundação da própria estrutura geotécnica, seja devido à distribuição desuniforme da carga (muro e aterro) ou a sobrecarga no tardo do muro. Da análise da estabilidade verifica-se que existe segurança dos muros de suporte em alvenaria de granito de junta seca, concebidos segundo orientações gerais decorrentes da experiência aprimorada de geração em geração. Porém, a análise não considera a interação entre o peso da estrutura geotécnica e o impulso nas diversas secções do muro, a qual é determinante para um melhor dimensionamento.

Palavras-chave

Muros de suporte; Alvenaria de junta seca; Modelo reduzido 2D; Ensaio experimentais; Análise da estabilidade; Linha de pressões; Dimensionamento

Abstract

Dry-stone retaining walls are amongst the oldest civil engineering structures which are suitable for applications ranging from simple field walls to large earth-retaining structures with several meters in height. It's example, the terraces built to cultivate terrain on the slopes which are paradigm of the Alto Douro region, have required since the earliest times the construction of dry-stone retaining walls. This technique relies upon the skill of the mason's skill in selecting and positioning each stone appropriately.

The structural integrity is maintained by the self-weight and interblock friction between stone blocks, defining a different behaviour compared to the concrete structures. Other spec lies in the lack of regulation for their design.

In this context, the present thesis intends to contribute to improve the knowledge about the structural behavior of dry-stone masonry walls, particular the granite ones. To achieve this objective, a small-scale model test was carried out, recreating the failure modes frequently observed in gravity walls. The stability analysis, in the context of the structural design according to the limit states method established in the European codes, was carried out based on calculation models for the gravity walls and using a methodology based on the concept of thrust line.

The current research highlights one of the main causes of damage and deformation within dry-stone walls, which is the eccentric loading of the foundation of the geotechnical structure itself, either from the non-uniform distribution of the load (wall and the embankment) or the surcharge behind the wall. From the stability analysis, it is verified that there is safety of the granite dry-stone walls, designed according to general orientations arising from the improved experience generation after generation. However, the analysis does not consider the interaction between the geotechnical structure's weight and the earth pressure in the various wall's sections, which is determinant for a better design.

Keywords

Retaining walls; Dry-stone masonry; 2D small-scale model; Experimental tests; Stability analysis; Thrust line; Design

Índice

Lista de Figuras.....	xv
Lista de Gráficos	xvi
Lista de Tabelas.....	xvii
Lista de Acrónimos.....	xix
Unidades SI	xxi

Índice

Índice	xii
Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Enquadramento do Estudo.....	3
1.2. Objetivos do Estudo e Metodologia	4
1.3. Estrutura da Dissertação.....	5
Capítulo 2 - Estado do Conhecimento	7
2.1. Generalidades.....	9
2.2. Aspetos Históricos	10
2.2.1. Origem.....	10
2.2.2. Técnicas Típicas de Construção.....	12
2.3. Estudos Recentes	14
2.3.1. Testes de Escala Real.....	15
2.3.2. Técnicas Teóricas de Avaliação	18
2.3.2.1. Equilíbrio Estático	19
2.3.2.2. Yield Design Theory	19
2.3.2.3. Análise Numérica	20
2.3.3. Testes Laboratoriais	20
2.4. Atualidade	21
2.4.1. Desenvolvimento Duradouro e Sustentável	21
2.5. Características Gerais de MSAJS	23
2.5.1. Materiais e Técnicas Construtivas	23
2.5.2. Geometria	24
2.6. Fatores que Influenciam o Comportamento	26
2.7. Ações em Condições de Serviço	27
2.7.1. Peso Próprio	27

2.7.2. Terreno e Interfaces	27
2.7.3. Pressão Hidrostática	28
2.7.4. Drenagem	28
2.7.5. Sismo.....	28
2.7.6. Temperatura	28
2.8. Cálculo.....	29
2.8.1. Estabilidade Externa	29
2.8.2. Estabilidade Interna.....	29
2.8.3. Métodos de Cálculo Científicos	29
2.8.4. Métodos de Cálculo Empíricos.....	31
2.8.5. Avaliação da Segurança	32
2.8.6. Modulação Mecânica	36
2.9. Discussão e Conclusão.....	37
Capítulo 3 - Modelação de um MSAJS	39
3.1. Introdução.....	41
3.2. Descrição da Instalação Experimental	41
3.3. MSAJS Modelo.....	43
3.3.1. Modelo Reduzido Proposto	43
3.3.2. Caracterização dos Materiais	45
3.3.3. Construção do Modelo	51
3.4. Procedimento Experimental	53
3.5. Metodologia de Análise da Estabilidade	54
Capítulo 4 - Análise de Resultados	57
4.1. Introdução.....	59
4.2. Descrição e Análise do Comportamento do MSAJS Modelo	59
4.3. Verificação de Estabilidade Externa de MSAJS	62

4.4. Verificação de estabilidade Interna de MSAJS.....	67
4.4.1. Introdução ao Software Line of Thrust	67
4.4.2. Verificação da Estabilidade Interna do MSAJS Modelo	69
4.4.3. Verificação da Estabilidade Interna do MSAJS em Escala Real	71
4.5. Discussão da Análise de Resultados	74
4.5.1 Discussão da Análise do Comportamento e Estabilidade Interna do MSAJS Modelo	74
4.5.2 Discussão da Verificação das Estabilidades Externa e Interna do MSAJS em Escala Real	77
Capítulo 5 - Conclusões e Trabalho Futuro.....	83
Bibliografia.....	87
Anexos	89

Lista de Figuras

Figura 1 - Blocos aparelhados usados nas edificações de Puma Punku	10
Figura 2 - Socalcos pré-filoxéricos	12
Figura 3 - Muro em espinha	12
Figura 4 - Pedra irregular usada na construção de um MSAJS	13
Figura 5 - Geometria do muro idealizado por Maldonado (1989) adaptado de (Villemus, 2004)	15
Figura 6 - Geometrias dos muros de Burgoyne	16
Figura 7 - Geometria dos muros de Villemus	17
Figura 8 - Pequena barragem de sedimentos na Etiópia	22
Figura 9- Composição de muro de dupla face	24
Figura 10- Muro de suporte de face única	25
Figura 11- Cálculo do deslizamento de terras de Caudel e Laroque (1880), utilizado por Levillain (Levillain, 2002)	30
Figura 12 - Muro de suporte gravidade com as forças aplicadas: a) condições estáticas; b) condições sísmicas (Fernandes, 2015)	32
Figura 13 - Vista geral da instalação experimental	42
Figura 14 - Geometria do modelo reduzido proposto	44
Figura 15- Movimento típico associado ao carregamento excêntrico da fundação do muro: rotação uniforme	45
Figura 16 - Pedra selecionadas para a construção do MSAJS modelo	46
Figura 17 - Anel de recolha de amostras de para determinação do peso volúmico pelo Método de Extrator	48
Figura 18 -Ensaio da resistência ao corte da areia pelo ensaio de caixa de corte direto	49
Figura 19 - Comparação da curva granulométrica da areia com curvas granulométricas de saibros do Norte de Portugal (Matos Fernandes, 2015)	51
Figura 20 -Célula forrada com camada dupla de plástico	51
Figura 21- MSAJS modelo	52
Figura 22 - Alvos fotogramétricos	53
Figura 23 - Representação esquemática das características gerais de um MSAJS	55

Figura 24 - Modelo na posição definida para o 3º escalão do ensaio	60
Figura 25 - Terrapleno em rotura: deslizamento de terra comum que consiste num escorregamento rotacional múltiplo.	60
Figura 26 - Deslizamento pela base do MSAJS modelo Marcador não definido.	Erro!
Figura 27 - Fotografamas do instante em que ocorre o colapso do MSAJS modelo	61
Figura 28 - Rotura do MSAJS modelo	61
Figura 29 - Geometria e características do muro analisado	64
Figura 30 - Interface do programa Line of Thrust	68
Figura 31 - Representação no software da rotação do pano de parede do modelo para os 4 estágios de ensaio	70
Figura 32 - Representação no software das duas geometrias analisadas quanto à estabilidade interna	73
Figura 33- representação esquemática do projeto da estrutura	91

Lista de Gráficos

Gráfico 1 - Determinação da resistência ao corte da areia usada no modelo	50
Gráfico 1 - Curva granulométrica da areia	50

Lista de Tabelas

Tabela 1- Comparação dos métodos de Poncelet e Levillain	32
Tabela 2 - Expressões das forças que intervêm no coeficiente de segurança global à rotura do solo de fundação - equação 2.1 (Fernandes, 2015)	34
Tabela 3- Expressões das forças que intervêm no coeficiente global ao deslizamento pela base - equação 2.2 (Fernandes, 2015)	34
Tabela 4- Expressões das forças que intervêm no coeficiente de segurança global ao derrubamento - equação 2.3 (Fernandes, 2015)	35
Tabela 5- Cálculo da densidade do granito utilizado na construção do modelo	46
Tabela 6 - Determinação da densidade dos calços utilizados na construção do modelo	47
Tabela 7 - Determinação da densidade da areia utilizada como solo de aterro na construção do modelo	48
Tabela 8 - Determinação do teor em água da areia	49
Tabela 9 - Caracterização granulométrica da areia	50
Tabela 10 - Caracterização geral dos escalões de ensaio	54
Tabela 11 - Tabela resumo do segundo ensaio	61
Tabela 12 - Abordagens de cálculo	63
Tabela 13 - Coeficientes parciais de segurança	63
Tabela 14 - Características do muro a analisar	64
Tabela 15 - Propriedades do Solo de Aterro e do MSAJS modelo	69
Tabela 16 - Dados referentes à geometria do MSAJS modelo	70
Tabela 17 - Resumo das características gerais dos casos de estudo	71
Tabela 18 - Propriedades do Solo de aterro e MSAJS em escala real	72
Tabela 19 - Dados referentes à geometria do MSAJS em escala real	73
Tabela 20 - Observações ao segundo ensaio do MSAJS modelo	75
Tabela 21 - Resumo dos resultados à verificação da estabilidade interna do MSAJS modelo	75
Tabela 22 - Verificações da estabilidade ao deslizamento e ao derrube	78
Tabela 23 - Resumo dos resultados à verificação da estabilidade interna dos 14 casos de estudo	81

Lista de Acrónimos

MSAJS	Muro de Suporte em Alvenaria de Junta Seca
UDEC	Universal Distinct Elements Code
PRODER	Programa de Desenvolvimento Rural
EC 7	Eurocódigo 7
UBI	Universidade da Beira Interior
F.S.	Fator de Segurança

Unidades SI

As unidades básicas utilizadas na dissertação cumprem os requisitos da ENV 1997-1, assim como as recomendações da ISSMGE e da IGS. Outras unidades são definidas no ponto do texto onde são utilizadas. Foram utilizadas as seguintes unidades do SI:

Comprimento, diâmetro	m, cm, mm
Força	N, kN, MN
Massa volúmica	kg/m ³
Peso volúmico	kN/m ³
Pressão, tensão, resistência	kN/m ² (kPa)
Temperatura	°C
Tempo, duração	s, min
Velocidade	m/s

Capítulo 1 - Introdução

Capítulo 1 - Introdução

1.1. Enquadramento do Estudo

1.2. Objetivos do Estudo e Metodologia

1.3. Estrutura da Dissertação

Capítulo 1 - Introdução

1.1. Enquadramento do Estudo

A Região de Trás-os-Montes e Alto Douro é caracterizada pela abundância de xistos e granitos de reconhecida qualidade, materiais que são empregues na construção de estruturas de contenção de terras como recurso ao combate do acentuado relevo inconfundível da região.

Os muros de suporte em alvenaria de junta seca (MSAJS), técnica antiga de construção, consistem num método construtivo disseminado por todo o globo. Reflexo da não necessidade da utilização de aglutinantes e de água, esta é uma técnica ainda comum em regiões desfavorecidas e países em desenvolvimento.

Consequência de alguns fatores como a inexistência de regulamentação ou falta de conhecimento, as civilizações mais afortunadas têm-se mostrado relutantes na aposta por estruturas em alvenaria de pedra em detrimento por outras tecnologias mais recentes como o betão armado ou os muros de gabião. Ainda assim, estruturas existentes no sul da Europa acrescentam valor paisagístico e cultural a esta região.

A facilidade de acesso a novas tecnologias, isto é, o recurso a maquinaria pesada na construção de MSAJS veio proporcionar um novo fulgor no que diz respeito à construção deste tipo de estruturas sobretudo nas regiões onde abunda matéria prima. Este facto, ao permitir utilizar matéria de dimensões imensamente superiores, permite a construção de novos muros com outra envergadura, além de tornar esta uma solução competitiva quando comparada com outras respostas que o mercado oferece. No reverso, o aproveitamento de maquinaria introduz na equação um novo agente poluidor.

O crescente interesse da sociedade pela sustentabilidade, tem conduzido a uma incessante busca por novos métodos e processos construtivos que garantam um desenvolvimento durável e sustentável. Os MSAJS não se tratando de uma tecnologia recente, podem ainda assim se afigurar como uma solução de valor no que respeita a este tópico. Proveniente dos desperdícios da extração de granito para a indústria da transformação, a pedra utilizada na edificação deste tipo de estruturas encontra assim uma nova utilidade.

1.2. Objetivos do Estudo e Metodologia

Face ao supracitado, fica evidente a necessidade de conhecimento científico sobre os principais mecanismos associados ao comportamento dos MSAJS. Esta é, pois, uma questão crítica no dimensionamento deste tipo de estruturas, em particular dos muros de suporte de alvenaria em junta seca de granito.

À semelhança do que habitualmente é feito para proceder à análise da estabilidade de estruturas de Engenharia Civil, o presente estudo pretende, então, sintetizar no essencial o contexto atual da alvenaria de junta seca, nos aspetos referentes ao conhecimento das suas características e comportamento estrutural, identificar os mecanismos de rotura relevantes e, por fim, avaliar a segurança de MSAJS de granito concebidos segundo orientações gerais, decorrentes da experiência aprimorada de geração em geração com base no comportamento de estruturas similares.

Assim, os objetivos específicos são os seguintes:

- Realizar um ensaio em modelo reduzido, recriando os modos de rotura frequentemente observados em muros de gravidade, para identificar que mecanismos desempenham em papel preponderante na rotura dos muros de suporte de alvenaria em junta seca de granito;
- Analisar a estabilidade dos muros de alvenaria em junta seca, utilizando uma metodologia baseada no conceito de linha de pressões, e verificar a segurança de acordo com o Eurocódigo 7 para condições estáticas;
- Combinar os objetivos anteriores para entender melhor o comportamento estrutural dos MSAJS, bem como os critérios relevantes a considerar no seu dimensionamento.

1.3. Estrutura da Dissertação

O estudo desta dissertação desenvolve-se em 5 capítulos, onde se aborda a análise e o dimensionamento de MSAJS de modo a contribuir para o desenvolvimento do conhecimento sobre o seu comportamento estrutural, sendo eles:

Capítulo 1 - Introdução

Capítulo 2 - Estado do Conhecimento

Capítulo 3 - Modulação de um MSAJS

Capítulo 4 - Análise de Resultados

Capítulo 5 - Conclusões e Trabalhos Futuros

Este primeiro capítulo de introdução ao tópico central deste trabalho, os muros de suporte em alvenaria de junta seca, faz o enquadramento e define os objetivos e metodologia do estudo.

O capítulo 2, está dividido em 9 subcapítulos e apresenta o estado do conhecimento.

No terceiro capítulo introduz-se a modelação de um muro de suporte em alvenaria de junta seca.

O quarto capítulo debruça-se sobre a análise ao comportamento do modelo de escala reduzida e dos resultados à verificação da estabilidade externa e interna de MSAJS.

O capítulo 5 apresenta as principais conclusões do trabalho desenvolvido, assim como propostas para trabalhos futuros.

Capítulo 2 - Estado do Conhecimento

Capítulo 2 - Estado do Conhecimento

- 2.1. Generalidades
- 2.2. Aspetos Históricos
- 2.3. Estudos Recentes
- 2.4. Técnicas Atuais
- 2.5. Características Gerais de MSAJS
- 2.6. Ações em Condições de Serviço
- 2.7. Cálculo
- 2.8. Discussão e Conclusão

Capítulo 2 - Estado do Conhecimento

2.1. Generalidades

Os MSAJS são obras de engenharia de elevada antiguidade. A região de Trás-os-Montes e Alto Douro, caracterizada pela abundância de granitos e xistos de boa qualidade, assim como pelos seus montes, faz recurso deste tipo de estruturas desde o início da era cristã de modo a combater a orografia que a define.

A técnica consiste num método antigo de construção difundido por todo o planeta. No seu levantamento, são assentes pedra sobre pedra sem recurso a argamassas ou qualquer aglutinante. A sua construção requer a mão de obra de pedreiros especializados e experientes, tanto na seleção das pedras a utilizar como no seu posicionamento. Geralmente o material empregue é encontrado *in-situ* ou é proveniente de pedreiras próximas do local da edificação. Este método construtivo, é ainda comum em países em desenvolvimento como consequência da não utilização quer de cimento quer de água. Por outro lado, devido à não existência de regulamentação, os países classificados como desenvolvidos demonstram alguma inércia ao uso destas técnicas tradicionais (Villemus, 2004).

Villemus, acrescenta que as estruturas existentes no sul da Europa têm carácter de valor acrescentado na paisagem e cultura dos países que as ostentam, além de significativa importância na economia, agricultura e turismo locais.

Fruto de uma panóplia de fatores como sejam:

- Técnica ancestral desconhecida;
- Necessidade de elevada mão de obra qualificada;
- Falta de conhecimento;
- Inexistência de regulamentação oficial;
- Inexistência de um modelo de dimensionamento;
- Entre outros.

Esta técnica parece condenada ao esquecimento. Estruturas danificadas, têm vindo a ser substituídas por muros de betão ou outras técnicas mais recentes. Estes fatores implementaram a necessidade da criação na Europa de projetos (REPPIS, PROTERRA, CULTURA, PRODER, entre outros) de modo a promover a conservação e reabilitação desta herança tendo por base um desenvolvimento sustentável.

2.2. Aspectos Históricos

Encontram-se na bibliografia científica poucos trabalhos sobre muros de pedra seca. Os trabalhos existentes são mal documentados e carecem de resultados experimentais recentes. No entanto, são abundantes os estudos sobre estruturas de cantaria, embora suficientemente detalhados, estes trabalhos têm reduzido contributo para as estruturas de contenção de terras.

2.2.1. Origem

Os muros de pedra seca são um tipo de construção bastante antigo onde se assenta pedra sobre pedra sem aglutinantes. Esta arte vem sendo usada ao longo da história da humanidade na construção de estruturas de suporte de terras, mas também de edifícios, muralhas de defesa, pontes, entre outros. Os historiadores acreditam que as primeiras edificações tenham sido monumentos megalíticos que remontam ao período neolítico.

Puma Punku, parte do complexo monumental de Tiahuanco, Bolívia, datado do ano de 600 A.C contém edificações construídas numa técnica de assentamento em pedra seca bastante avançada, Figura 1, com blocos aparelhados e munidos de encaixes.



Figura 1 - Blocos aparelhados usados nas edificações de Puma Punku

Em Portugal, a técnica foi e é um valioso recurso no desenvolvimento da agricultura em regiões montanhosas, sendo porventura a região do alto douro vinhateiro aquela que mais faz uso desta técnica.

O Douro é uma região caracterizada pelo xisto-grauváquico pré-ordovício e pela quase inexistência de solo. Contudo, há séculos se sabe que a criação de surribas, isto é, a mobilização e desagregação da rocha, acompanhada da movimentação de terras e da introdução de fertilizantes resulta numa alteração do solo, sendo o resultado um estrato favorável à cultura vinícola (Frauvelle, 2006).

A arte de surribar oferece um novo solo, mas modifica a orografia resultando na criação de patamares de declives inferiores ao da geografia original, o que exige uma solução à contenção do novo solo criado.

Os métodos tradicionais de armação do terreno consistem na construção de muros de pedra seca aproveitando o material resultantes do surribamento. A retenção do solo com recurso a muros de pedra na região do Douro conhece dois tipos distintos: os socalcos pré-filoxéricos e as estruturas pós-filoxéricas. A crise filoxérica teve origem numa praga do inseto filoxérico que invadiu a região pela primeira vez no ano de 1862 e destruiu grande parte da cultura da vinha existente na região.

Os socalcos pré-filoxéricos apresentam muros baixos que suportam patamares horizontais e estreitos e acompanham o desenvolvimento das curvas de nível. Por outro lado, a crise filoxérica exigiu a criação de novas vinhas e importantes alterações ao nível do cultivo. Mudanças que implicaram surribas mais profundas, como consequência, os patamares curtos suportados por muros baixos foram substituídos por socalcos mais extensos e muros de maior envergadura, suportando assim maiores quantidades de solo. A solução adotada resultou assim numa modificação da paisagem, diminuiu-se a quantidade de patamares, que passaram a ser mais largos e não necessariamente planos.

A partir da década de 70 do século passado, devido essencialmente à falta de mão de obra, os MSJAS começaram a ser substituídos por taludes de terra (Frauvelle, 2006). Contudo, existem ainda milhares de km² de muros pós-filoxéricos, sendo ainda possível encontrar estruturas anteriores à crise do século XIX. A Figura 2 ilustra o aspeto dos socalcos pré-filoxéricos.



Figura 2 - Socalcos pré-filoxéricos

2.2.2. Técnicas Típicas de Construção

Cada muro é uma construção única, contudo, estes apresentam semelhanças e podem ser catalogados por tipos. Geralmente dependem do *know-how* local e do material existente na zona.

Regiões onde existe ardósia em abundância, geralmente são caracterizadas pela presença de muros em Espinha, Figura 3. Esta geometria é justificada devido ao baixo atrito entre pedras. Ocasionalmente, podem ser encontradas estruturas com assentamento disposto na vertical.



Figura 3 - Muro em espinha

Pedras mais fáceis de trabalhar são empregues em construções do tipo pedra corrida.

Por vezes, existe localmente abundância de pedra pouco regular, Figura 4, a qual é também utilizada na edificação de MSAJS. Esta técnica exige mão de obra com elevado conhecimento da arte, uma vez que requer uma adequada seleção da pedra. O resultado é uma espécie de *puzzle* onde existe um encaixe quase perfeito entre blocos. Esta é uma técnica que tem ganho alguma expressão no norte de Portugal.



Figura 4 - Pedra irregular usada na construção de um MSAJS

A técnica empregue no Alto Douro Vinhateiro, passa pelo assentamento de pedra por pedra de forma cruzada, isto é, as pedras da “fiada” (camada) superior devem travar as juntas da camada inferior. Não é utilizado qualquer aglutinante. A estrutura inicia numa base larga e vê diminuída a sua espessura em função da altura. “Uma parede de 10 metros de altura apresenta uma base de 2 metros, mas no remate a largura ronda os 60 centímetros” (Frauvelle, 2006).

A um nível global, os muros de face dupla, são indicados na bibliografia com sendo a técnica mais comum. Neste método, é construída uma face exterior e outra interior com recurso a pedra relativamente regular. O espaço interior entre as duas faces é preenchido com pedra de qualidade e dimensões inferiores. Em intervalos regulares são assentes pedras que se estendem entre as duas faces, denominadas por pedras de travação ou travações.

2.3. Estudos Recentes

Este tipo de estruturas, são frequentemente catalogadas como obsoletas e desatualizadas. Ainda assim, apresentam benefícios ambientais, de riqueza construtiva e cultural e um carácter de identidade local (Coste e Martel, 1986).

A bibliografia atual carece de dados experimentais. Contudo, a reintrodução da técnica no mercado, requer um aprofundamento do conhecimento científico que a possa acreditar. Assente nessa necessidade, a Universidade de Lyon, França, tem promovido desde o início do século o estudo desta temática. Anteriormente aos trabalhos de Lyon, na década de oitenta, uma série de autores [(Jones, 1979), (Gupta e Lohani N.K., 1982), (Ayra e Gupta, 1983), (Cooper, 1986), (Maldonado, 1989)], enunciados no trabalho de Boris Villemus (Villemus, 2004), dedicaram-se ao estudo desta temática. Os estudiosos motivados pelas necessidades de manutenção e monitorização do património existente, além da crescente preocupação com o meio ambiente, encontraram na arte da pedra seca uma solução sustentável e promissora.

Jones, na década de setenta, estudou práticas modernas para o dimensionamento de muros de contenção (Jones, 1979). O autor empenhou-se, em particular, no estudo das diferenças entre a pressão lateral medida no tardo do muro e a pressão lateral instrumentada e teórica. Jones concluiu que as distribuições das tensões na secção interior do muro estão diretamente relacionadas com o método construtivo e em particular com a compactação do terreno.

Em 1982 Gupta e Lohani publicaram um artigo onde enumeram uma serie de técnicas de reparação para o restauro de muros danificados em estradas montanhosas da Índia (Gupta e Lohani N.K., 1982). Um ano mais tarde, Gupta publica um novo artigo sobre a construção de estruturas de contenção de solos nas montanhas da Índia (Ayra e Gupta, 1983). Ayra e Gupta, dimensionaram muros considerados estáveis, recorrendo às regras da arte local conhecidas pela intenção de obtenção de um estado monolítico das estruturas. Os autores compararam a estabilidade e o comportamento de muros de pedra seca com estruturas em pedra com juntas em betão. Ayra e Gupta concluíram que a adição de betão nas juntas entre blocos não acrescenta ganhos significativos à estabilidade das estruturas.

No ano de 1986, Cooper apresentou um trabalho dedicado ao estudo dos modos de rotura dos muros de pedra seca (Cooper, 1986). Além dos casos de rotura por derrube e deslizamento, Cooper identificou um outro tipo de patologia designado por abaulamento, popularmente conhecido por formação de “barriga”. No seu trabalho, Cooper, refere ainda a dificuldade em estudar estruturas colapsadas visto que o amontoado de pedras resultantes da rotura, fornece pouca informação relativa às causas da mesma.

Em Taiorona, Colômbia, Maldonado dimensionou um muro de geometria peculiar (Maldonado, 1989). A estrutura com 6.5m de altura apresenta uma espessura de apenas 20 a 30 cm. Embora

não recorra a qualquer tipo de argamassas a técnica usada diverge um pouco das técnicas de pedra seca mais usuais. De modo a garantir a estabilidade do muro, em determinadas alturas, foram utilizadas pedras mais longas que penetram no aterro, proporcionando desse modo uma espécie de ancoragem. A Figura 5 representa esquematicamente a geometria do muro idealizado por Maldonado.

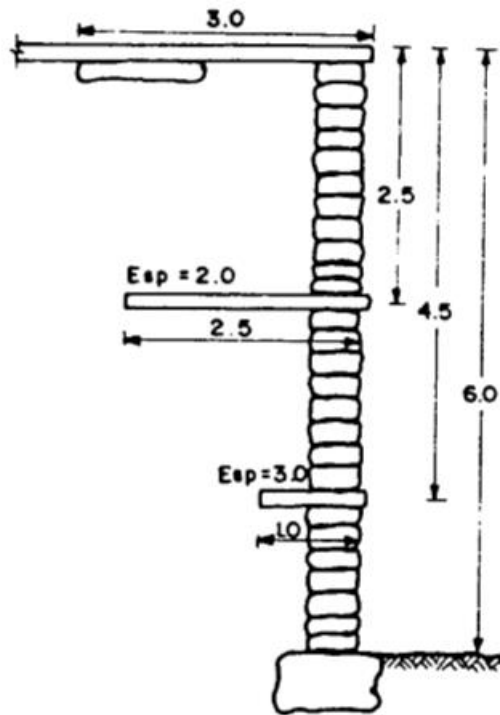


Figura 5 - Geometria do muro idealizado por Maldonado (1989) adaptado de (Villemus, 2004)

2.3.1. Testes de Escala Real

Embora sejam poucos os testes efetuados em escala real, estes são de extrema importância para a compreensão do comportamento dos MSAJS. Os muros são estruturas complexas e as abordagens de estudo, quer por métodos de modelação numérica quer a realização de testes de pequena escala não oferecem a precisão desejada. A realização de testes de escala real pode contribuir para o desenvolvimento dos métodos de modelação numérica ao permitir a comparação dos resultados obtidos.

No século XIX, o engenheiro Burgoyne realizou um dos mais importantes estudos nesta área. A fim de estudar os muros de pedra seca, o Burgoyne ordenou a edificação de 4 muros com pequenas distinções entre eles. Os testes de escala real de Burgoyne ou testes de Kingston, assim designados em alusão à cidade de Dún Laoghaire, na Irlanda, que à época da realização dos ensaios assim se denominava, são um marco histórico no estudo dos muros de pedra seca.

No ano de 1834, a pedido do ministério das obras públicas da Irlanda, Burgoyne realizou no norte do país, testes a quatro muros de pedra seca em escala real. O seu trabalho está documentado no *Royal Corp of Enginners* (Burgoyne, 1853).

Os muros edificados para os testes de Burgoyne foram construídos com a mesma altura, mas com geometrias distintas para cada estrutura. Os quatro muros foram erguidos num formato quadrangular de 6,10 × 6,10 metros com recurso a pedra de granito oriunda da pedreira onde se realizaram os testes. A espessura média é idêntica para todos os muros, contudo, o perfil das paredes, conforme se verifica na Figura 6, apresenta soluções diferentes para cada estrutura.

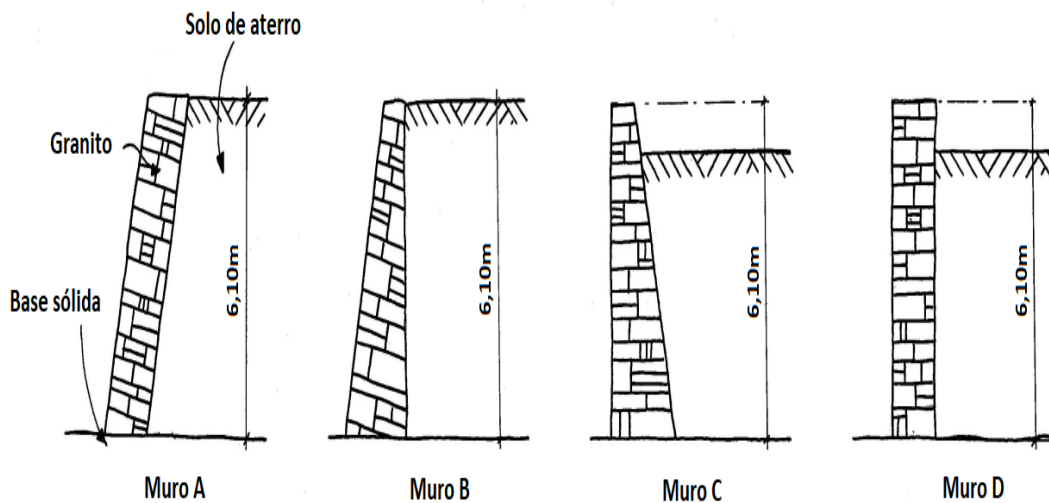


Figura 6 - Geometrias dos muros de Burgoyne

Os testes foram realizados entre 20 de outubro e 7 de dezembro de 1834, após a realização dos testes, Burgoyne elaborou um relatório onde apresenta e descreve os resultados do comportamento de cada muro em função do carregamento.

O aterro do muro A foi preenchido até ao topo da estrutura sem que se registassem anomalias na parede. O muro B foi também preenchido na totalidade, contudo, verificou uma pequena fissura e um deslocamento de 64 mm no topo da estrutura. Por sua vez, o muro C acabou por ruir quando o preenchimento do aterro atingiu os 5,18 metros de altura. Antes da rotura acontecer, a estrutura já apresentava anomalias significativas, sendo que a rotura se verificou cerca de 1,7 metros acima da base. Por fim, o muro D ruiu também quando o aterro atingiu os 5,18 m, contudo, neste caso antes do colapso não se verificavam patologias que fizessem prever esse acontecimento. De notar que chovia na noite em que os dois muros colapsaram. Do

resultado destes testes, Burgoyne provou a importância da geometria a adotar para este tipo de estruturas.

Em Lyon, com o objetivo de quantificar o fator de segurança para muros de pedra seca, uma equipa liderada por Boris Villemus, realizou em 2004, uma série de testes em escala real (Villemus, 2004). Os testes consistiram na edificação de quatro muros em pedra calcária e um quinto em xisto. O comprimento dos muros variou entre 2 e 4 metros e a altura entre 2 e 4,25 metros. A Figura 7 esquematiza as geometrias das estruturas edificadas para os testes de Villemus.

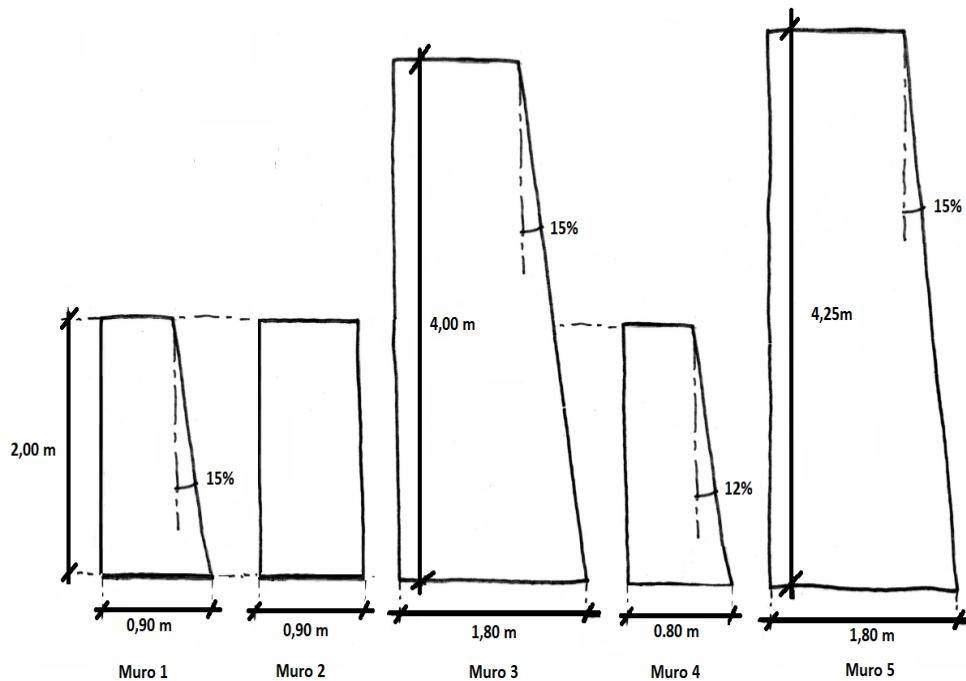


Figura 7 - Geometria dos muros de Villemus

Para a obtenção de resultados conclusivos, os autores delinearam um procedimento, no qual recorreram ao uso de reservatórios de PVC, que enchidos lentamente, simularam o efeito da pressão hidrostática, usaram ainda uma câmara fixa ao lado de cada muro e registaram a direção e magnitude de movimentos ocorridos nas estruturas, usando técnicas de fotogrametria adaptas ao estudo.

De modo a estudar a estabilidade interna e externa das estruturas os autores recorreram a uma abordagem de equilíbrio estático. A estabilidade externa foi determinada pelo cálculo do fator de segurança da resultante do peso próprio. Em contrapartida, para o cálculo da estabilidade interna, Villemus et. al. propõem as equações (1) e (2).

$$F = \frac{V \cdot \tan(\phi_m - \theta)}{H} \quad (1)$$

Onde:

F - Coeficiente de segurança interna ao deslizamento

V - Forças verticais dentro do sistema

θ - Ângulo do plano de falha

ϕ_m - Ângulo de atrito interno

H - Forças horizontais dentro do sistema

$$\phi = \theta - \eta \quad (2)$$

Onde:

ϕ - Rotação dos blocos desde a posição inicial até à rotura

θ - Ângulo do plano de falha

η - Ângulo de inclinação para cada curso do muro

Da análise aos resultados obtidos, Villemus et. al. concluíram a inexistência de comportamento monolítico e que os movimentos internos podem ser tão críticos quanto as deformações externas.

2.3.2. Técnicas Teóricas de Avaliação

Assim como no caso dos estudos de escala real, existe também carência de modelos teóricos que abordem esta temática. Sendo, porventura, a abordagem de equilíbrio estático o método mais reconhecido. Contudo existem algumas abordagens alternativas como o caso dos modelos numéricos, que sendo mais aprimorados, oferecem um grande número de dados em troca. Outro método alternativo é proposto por Anne-Sophie Colas (Colas et. al., 2007), que propõem a aplicação da teoria de Yield Design ao estudo dos muros de pedra seca.

2.3.2.1. Equilíbrio Estático

O equilíbrio estático é um método teórico simples, mas o mais usado no estudo de MSAJS. A necessidade da determinação da estabilidade ao deslizamento pela base, inspirou Casimer Constable a desenvolver um método teórico baseado na teoria do equilíbrio estático (Constable, 1874). Do seu estudo resultou a equação (3) para a determinação da espessura de muros de pedra seca.

$$t = h * \left[- \left(n + \frac{n_1}{2} \right) \pm \sqrt{\frac{2 \tan^2(\alpha/2)}{7\gamma_p} + \left(\gamma_s + \frac{8}{3}P \right) + \frac{n^2}{3} - \frac{n_1^2}{12}} \right] \quad (3)$$

Onde:

t - Espessura no topo do muro

h - Altura do muro

n - Inclinação da face exterior

n_1 - Inclinação da face interior

α - Ângulo de repouso do solo a partir da vertical ($\alpha = 90^\circ - \varnothing$, \varnothing é o ângulo de atrito da pedra)

P - Peso da sobrecarga

γ_s - Peso volúmico do solo

γ_p - Peso volúmico da pedra

Para validar (3), Constable efetuou testes de pequena escala. O autor construiu muros de 32 centímetros de altura com pequenos pedaços de madeira no lugar da pedra. De modo a simular o solo de aterro, utilizou grãos de aveia. Os resultados obtidos validaram a fórmula para os testes realizados. Contudo, testes, realizados por Cris Mundell, em escala maior e usando blocos de pedra não corroboraram na totalidade a fórmula proposta por Constable (Mundell, 2009).

2.3.2.2. Yield Design Theory

Anne-Sophie Colas estudou um método alternativo, adotando a teoria Yield Design da mecânica dos solos aos muros de pedra seca (Colas, 2009). Colas fez recurso dos resultados obtidos por Villemus nos testes de escala real (Villemus, 2004) e comparou-os com os resultados que obteve pela teoria de Yield Design, assim como, pelas conclusões obtidas por uma abordagem de equilíbrio estático. Colas logrou pela teoria de Yield Design resultados muito próximos dos

calculados pela abordagem de equilíbrio estático e ligeiramente superiores aos resultados de Villemus.

2.3.2.3. Análise Numérica

Existem várias técnicas de análise numérica de estruturas, quer sejam análises de elementos finitos ou de elementos discretos, contudo, o comportamento dos MSAJS não se enquadra na maioria dos resultados obtidos por essas abordagens.

Ainda assim, alguns trabalhos [(Cundal, 1971), (Dickens e Walker, 1996), (Harkness et. al., 2000)], descritos em maior detalhe por Chris Mundell (Mundell, 2009), têm feito recurso com resultados satisfatórios de uma ferramenta desenvolvida para a avaliação de sistemas de rochas, produzida por Cundal (Cundal, 1971). O autor elaborou um código universal de elementos distintos (UDEC) que se adequa ao estudo das estruturas edificadas em pedra seca por permitir uma análise bidimensional da estrutura e das propriedades das pedras. Fazendo uso do código de Cundal, Dickens e Walker recriaram em modelos físicos os monumentos do Grande Zimbabwe (Dickens e Walker, 1996).

Servido do mesmo código, Harkness recriou os testes de Burgoyne (Harkness et. al., 2000), embora com algumas alterações às características dos materiais em relação ao reportado por Burgoyne, Harkness obteve resultados semelhantes aos observados nos testes de Kingstown.

2.3.3. Testes Laboratoriais

Com o objetivo de determinar as propriedades mecânicas dos materiais empregues na construção de muros de pedra seca e de compreender o comportamento destas estruturas, Dickens e Walker (Dickens e Walker, 1996) e Villemus (Villemus, 2004) realizaram testes laboratoriais com caixas de corte direto.

Dickens e Walker aquando do seu estudo sobre os monumentos do Grande Zimbabwe, sentiram a necessidade de determinar o ângulo de atrito das pedras empregues na construção das muralhas, para isso, realizaram testes de deslizamento e testes de caixa de corte direto.

Após a realização de 105 ensaios de deslizamento simples, os autores obtiveram um valor médio para o ângulo de atrito de $34,1^\circ$. Em seguida, os autores procederam à realização de 4 testes de caixa de corte direto, de onde resultou um valor médio de $34,2^\circ$ para o ângulo de atrito.

Dickens e Walker executaram ainda testes em condições saturadas e com presença de solo entre juntas. Desses testes concluíram que não existe decréscimo significativo do ângulo de atrito em condições saturadas, contudo, se a essa condição se acrescentar a presença de solo entre as

juntas das pedras, os autores verificaram um decréscimo médio de 13% na resistência da articulação entre pedras.

Como complemento dos estudos de escala real de Lyon, Villemus procedeu também à observação de testes de caixa de corte direto. Para os ensaios, usou 3 configurações distintas, duas caixas com blocos serrados com as dimensões de 60 × 60 mm e 300 × 300 mm e ainda uma terceira caixa com pedras não trabalhadas. Com resultados de 37° de ângulo de atrito para os dois casos em que recorreu a blocos serrados e 38° para o ângulo de atrito no teste realizado com pedras não trabalhadas, Villemus concluiu que pequenos blocos serrados podem ser usados para a simulação de estruturas de maiores envergadura e complexidade.

2.4. Atualidade

Regiões com paisagens agradáveis e oferta cultural atrativa, potenciam o turismo e cativam potenciais futuros moradores. A utilização de matéria-prima da região, isto é, pedra local nos muros e edifícios, enquadra-os na paisagem tornando o ambiente harmonioso e confortável, proporcionando o aumento da qualidade de vida. Por outro lado, não é fácil reintroduzir a técnica na construção contemporânea, visto não existir um quadro regulamentar para o cálculo e construção deste tipo de estruturas. Existe também alguma carência de *know-how*, isto é, por vezes é difícil encontrar mão de obra qualificada. Contudo, dependendo de alguns fatores, os MSAJS podem se afigurar como uma solução competitiva, quando comparada com outro tipo de estruturas para o mesmo efeito, apresentando benefícios culturais e paisagísticos difíceis de igualar.

O aparecimento, no século passado, de outras tecnologias como o betão armado, muros de gabião, terra armada, entre outros. Associados à já referida falta de conhecimento da arte e de modelos científicos de dimensionamento, são algumas das causas para a diminuição do uso deste método. Contudo, neste milénio, a técnica tem voltado a ganhar expressão sobretudo nas regiões onde existe oferta de matéria-prima.

O Programa de Desenvolvimento Rural (Proder) estimava em 2013, o financiamento da reconstrução de 200 km de muros de xisto no Alto Douro Vinhateiro (Silva, 2013).

2.4.1. Desenvolvimento Duradouro e Sustentável

Em apreço pelo meio ambiente e a preservação e conservação do ecossistema, a técnica tem a seu favor o facto de geralmente ser usada matéria-prima da região, proveniente dos desperdícios da extração de granito para a indústria da transformação, movendo desse modo

poucos recursos logísticos. O método construtivo, não requer a utilização de água, aço ou cimento, proporcionando espaços vazios entre pedras favoráveis ao habitat de formas de vida selvagem. Em termos estéticos, cria um impacto visualmente agradável, sendo muitas vezes o preservar de heranças históricas,

Os transportes de curtas distâncias, os meios mecânicos utilizados na extração da pedra e dependendo das dimensões da estrutura e das pedras, no assentamento em obra, são os únicos agentes poluentes. Sendo que muitas vezes, se depende exclusivamente do conhecimento dos pedreiros e da disponibilidade de matéria-prima no local.

Por outro lado, as pedreiras são frequentemente vistas como uma indústria pouco “amiga” do ambiente, ainda assim, a matéria usada nos muros é uma mais-valia ambiental ao tornar sustentável um material que de outro modo seria qualificado como um desperdício da indústria, sem esquecer o facto de a pedra ser um material de alta durabilidade que permite várias reutilizações.

Existem ainda aspetos de valorização agrícola e territorial. Experiências na área da agronomia (CME, 2001) mostram que o cultivo em socacos é favorável à qualidade dos produtos. A cultura em socacos permite ainda reduzir a erosão, limitar o risco de inundações e atuar como corta-fogo.

Em regiões desfavorecidas e locais isolados, estes tipos de construção tornam-se bastante apelativos ao não necessitar de água, areia, cimento, aço ou cofragens. Podendo mesmo tornar-se uma técnica essencial em países subdesenvolvidos (Villemus, 2004). São exemplos as pequenas paredes de pedra feitas ao longo do leito dos rios na Etiópia. Estruturas que permitem a acumulação de sedimentos, por conseguinte, terra arável e assim a criação de pequenos socacos férteis para o cultivo de cereais. A Figura 8 ilustra uma pequena barragem de sedimentos na Etiópia.



Figura 8 - Pequena barragem de sedimentos na Etiópia

2.5. Características Gerais de MSAJS

2.5.1. Materiais e Técnicas Construtivas

O material rochoso empregue na construção de muros de alvenaria é variável e depende da localização da obra e da matéria-prima com maior proximidade. Em geral, na construção dos muros de alvenaria mais recentes a face exterior apresenta relativa regularidade e uma superfície próxima de ser plana. Contudo, o material utilizado provém dos desperdícios da exploração pedreira com maior incidência no refugo resultante da extração de blocos destinados à indústria da transformação. Isto implica a utilização de um material de geometria volúvel, o que resulta num tardo de superfície irregular.

Existem variadas e distintas técnicas espalhadas por todo o mundo. Tal facto deve-se à necessidade da adaptação da técnica essencialmente a quatro fatores:

- Ambiente;
- Material disponível;
- Mão de obra;
- Tecnologia.

Ainda assim, todas as técnicas apresentam um princípio básico comum, tirar partido do peso deste tipo de estruturas.

Literatura do século XIX, descrita em melhor detalhe no trabalho de Villemus (2004), [(Belidor, 1813), (Sganzin, 1839), (Rondelet, 1807), (Delaitre, 1825), (Polenceau, 1845)] apresenta regras da arte essenciais na busca de um comportamento monolítico para os muros de pedra seca:

- Seleção das pedras de maiores dimensões para aplicar na fundação;
- Alicerce regular e ligeiramente inclinado para o lado interior do maciço;
- Conseguir o máximo contacto entre pedras em todas as suas faces;
- Utilização dos detritos das pedras no preenchimento de vazios.

Estas medidas visam sobretudo a obtenção de uma estrutura de densidade elevada e o máximo atrito possível de modo a evitar o deslocamento de pedras.

Existem ainda, especialmente na literatura francesa, alguns guias de boas práticas que instruem os ensinamentos da arte, passados oralmente de geração em geração. Sendo um dos mais recentes o *Guide de Bonnes Pratiques de Construction de Murs de Soutnement en Pierre Sèche* (CAPEB, 2008). O guia do CAPEB enumera uma série de regras gerais construtivas:

- Seleção das pedras de maiores dimensões para a fundação;
- Alicerce limpo e sobre camada resistente;
- Assentamento de todas as pedras em posição isostática;
- Preenchimento dos vazios;
- Assentamento por camadas;

- Certificação da existência de contacto lateral entre pedras;
- Evitar o alinhamento de juntas verticais;
- Certificação da aplicação de pedras de travação;
- Acompanhamento de aterro à medida que se edifica o muro;
- Deposito de detritos, cascalhos e/ou pedras de menor qualidade no tardo do muro, de modo a aumentar a capacidade drenante da estrutura;
- Altura na estrutura não deve ultrapassar 2/3 vezes a largura da base;

2.5.2. Geometria

Os muros de alvenaria quando comparados com as estruturas de betão, apresentam maior liberdade quanto à geometria. Contudo, algumas condições são de considerar:

- Inclinação do tardo em relação à horizontal, inferior a 90° modera a amplitude do impulso ativo;
- A proximidade do centro gravito da fundação e do tardo limita a excentricidade da carga na fundação;
- A reta de suporte do peso do muro não deve ultrapassar a sua base;
- Ligeira inclinação do muro na horizontal e para o lado interior reduz a componente tangencial e aumenta a componente normal de carga da fundação.

A Figura 9 representa em esquema um muro de dupla face, geometria mais comum ao nível global.

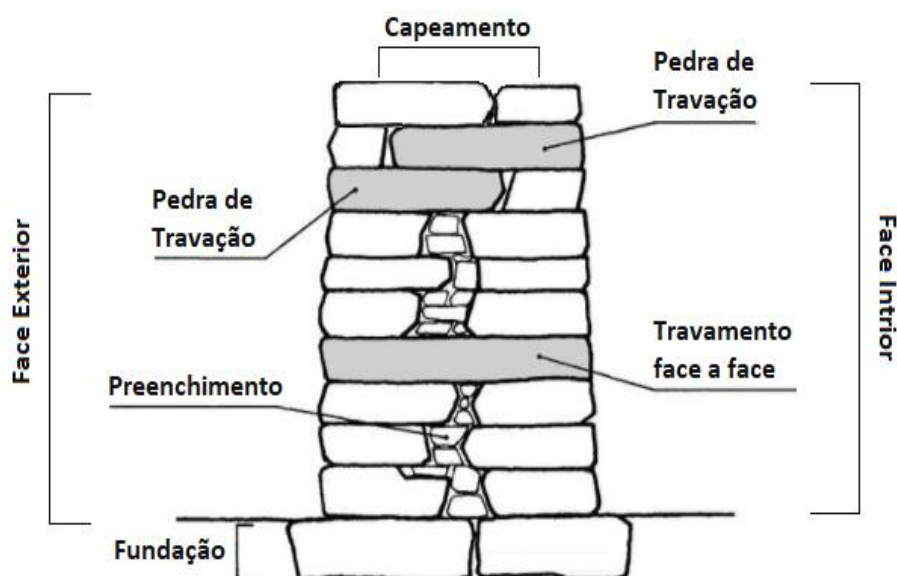


Figura 9- Composição de muro de dupla face

As estruturas em geometria de dupla face, são como o próprio nome indica constituídas por duas faces trabalhadas. Sendo elas, a face exterior (ou face visível) e a face interior, face que vai contrair contacto com o solo a suportar. Da sua composição, fazem parte 4 elementos fundamentais: a fundação, as pedras de travação, o preenchimento e o capeamento.

A fundação deve ter largura adequada e ser firme de modo a resistir a assentamentos diferenciais. Deve permitir o escoamento da água e assim diminuir a pressão hidrostática, mas também evitar consequências provenientes do congelamento da mesma. Ainda assim, esse escoamento deve ser efetuado de modo a não provocar erosão do solo de fundação.

As pedras de travação, têm por função travar a secção de camadas inferiores, para isso estes blocos devem atravessar toda a secção do muro ou pelo menos cobrir uma das faces, o enchimento e parte da outra face.

O preenchimento deve ser feito por pedra de menores qualidade e dimensões, tem por principais funções criar um efeito drenante e aumentar a densidade da estrutura, mas também proporcionar um melhor assentamento dos blocos das faces exterior e interior.

O capeamento, é a última camada de um muro e é uma fiada de acabamento.

A Figura 10, representa outra das geometrias mais comuns, os muros de face única. Neste tipo de estruturas apenas existe o cuidado de edificar uma face regular, a face exterior. Este tipo de muros são, geralmente, de maiores dimensões e frequentemente são acompanhados de uma secção drenante no seu tardoiz composta por pedras de menor qualidade.

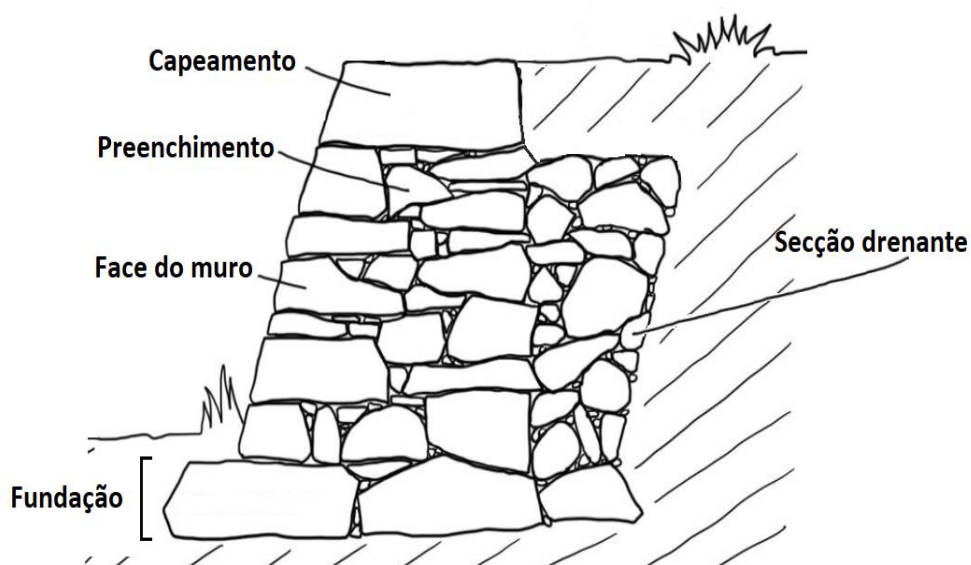


Figura 10- Muro de suporte de face única

2.6. Fatores que Influenciam o Comportamento

São múltiplos os fatores que podem interferir com a estabilidade de estruturas de contenção. Os muros de pedra seca, como estruturas peculiares, podem ver o seu comportamento influenciado por motivos relacionados com a sua geometria, a qualidade de construção, o envelhecimento e ações climatéricas, mudanças na área circundante ou nas condições de carga, pela pressão hidrostática ou por danos e reparos inadequados.

A geometria e a qualidade de construção são fatores de grande relevo no futuro do comportamento da estrutura, pelo que devem ser previamente definidos. A geometria deve definir um peso próprio e uma largura da base com dimensões suficientes que garantam a estabilidade da estrutura, quer ao derrube como ao deslizamento pela base. Documentos baseados no conhecimento empírico, indicam uma largura da base mínima, superior à metade da altura do muro. Contudo, Mundell, afirma que, mesmo conhecedores da recomendação da base maior ou igual à metade da altura, a maioria dos muros construídos no reino unido não ultrapassam os 60 cm de largura da base independentemente da altura da estrutura (Mundell, 2009).

No que respeita a qualidade da construção, o decurso da edificação deve ter em conta a densidade da estrutura de modo a garantir o peso próprio pretendido. Deve ainda ser prestado cuidado relacionado ao assentamento das pedras, tentando sempre obter o máximo atrito entre blocos e evitar juntas verticais corridas. Embora, Mundell admita que juntas corridas de duas ou três fiadas não sejam um problema, juntas que atravessem várias camadas podem criar instabilidade.

O tipo e a qualidade de pedra empregue na construção têm interferência nos sintomas verificados pelo envelhecimento, assim como pelas condições atmosféricas. A erosão das faces expostas às intempéries pode levar à diminuição da superfície de contacto entre pedras. A ação de gelo e degelo pode ter como consequência a rotura de pedras mais frágeis. A chuva pode originar fluxos de água nos espaços vazios da estrutura, fluxos que podem arrastar consigo pedras de menores dimensões usadas entre os blocos de modo a aumentar o atrito entre estes. Os fluxos podem ainda transportar solo que, se depositado nos vazios, pode originar uma diminuição do ângulo de atrito e criar condições favoráveis ao crescimento de vegetação indesejável.

As alterações na área circundante podem ser consequências da remoção ou depósito de materiais de aterro, escavações próximas da base ou novas construções. Novas construções e o depósito de matéria de aterro provocam um aumento da carga incidente na estrutura. Por outro lado, escavações próximas da base do muro provocam alterações à coesão e consolidação

do solo responsável pelo impulso passivo, força que se opõem ao impulso provocado pelas cargas do solo de aterro.

Parte significativa das estruturas de contenção, são muros que suportam estradas ou caminhos de ferro, edificados durante os séculos XIX e XX. Mundell atesta que essas estruturas foram pensadas para suportar cargas até 2 toneladas (Mundell, 2009), contudo, hoje estão sujeitas a cargas de 10 toneladas por eixo no caso de camiões, ou de 25 toneladas para o caso de comboios. Por outro lado, embora a maioria dos carros ligeiros tenham um peso inferior a 2 toneladas, a massa deste tipo de veículos tem vindo a aumentar assim como o volume de tráfego, o que implica grandes cargas cíclicas.

A acumulação de água no solo de aterro, conduz ao aumento da probabilidade de colapso das estruturas de contenção, embora essa probabilidade seja menor nos MSAJS quando comparada com outras estruturas. A inexistência de juntas argamassadas garante a existência de áreas de libertação do fluxo da água, contudo, a capacidade resistente ao corte de solos saturados é diminuta.

2.7. Ações em Condições de Serviço

2.7.1. Peso Próprio

O peso próprio origina tensões na estrutura, sendo a sua distribuição considerada como uma ação gravítica que depende do peso específico do material e corresponde a forças mássicas verticais no volume da estrutura. A intensidade desta força varia com as características da alvenaria. Para o cálculo estrutural é usual a consideração de um peso específico médio.

2.7.2. Terreno e Interfaces

Os Muros de alvenaria apresentam, geralmente, tardo de aspeto irregular, sendo hábito a consideração de um paramento fictício retilíneo. Por outro lado, as obras que envolvem a movimentação de terras, concretamente, escavação e posterior aterro de modo a obter um terraplano, requisitam elevada importância na seleção da matéria a compor o terraplano, sendo proveitosa a opção por materiais de características drenantes, não esquecendo que solos com significativa presença de finos, isto é, razão de finos superior a 0,05 apresentam comportamento de elevada sujeição ao teor em água.

2.7.3. Pressão Hidrostática

A acumulação de água no tardo dos muros pode ter consequências graves. As obras de alvenaria embora sejam estruturas permeáveis, apresentam permeabilidade relativamente baixa. Os muros são assim considerados como um meio impermeável para efeitos de cálculo estrutural. Tal consideração, induz que a ação da água sobre o tardo da estrutura se limita à pressão hidrostática sobre o paramento. Pressão que varia linearmente com a profundidade, traduzindo-se num diagrama triangular de pressões.

2.7.4. Drenagem

A presença, no maciço suportado pela estrutura, de uma toalha freática alavanca de modo considerável o impulso ativo. Em consequência a drenagem requer significativa importância na estabilidade do muro.

2.7.5. Sismo

A metodologia de cálculo dos Eurócodigos estabelece coeficientes parciais de segurança. A grandeza de alguns desses coeficientes, tais como os coeficientes sísmicos horizontais e verticais, k_h e k_v , assumem particular interesse no dimensionamento sísmico dos muros de gravidade ao contemplarem a presença de ações dinâmicas desfavoráveis à estabilidade da estrutura.

2.7.6. Temperatura

Os muros são estruturas expostas ao contacto direto com o meio ambiente, logo também a uma vasta amplitude de condições atmosféricas. A térmica da estrutura é ainda influenciada pelas propriedades do seu material constituinte.

O betão é um material de rigidez elevada e as tensões devidas às deformações impostas pela variação térmica podem ser maiores que a resistência à tração do betão, causando assim a fissuração. Os muros de betão estão sujeitos a tal patologia, devido à variação de temperatura. Por outro lado, as estruturas de alvenaria são concebidas por blocos de pedra que permitem a deformação do material, pelo que a oscilação da temperatura não causa danos assinaláveis neste tipo de estruturas.

2.8. Cálculo

2.8.1. Estabilidade Externa

Os solos suportados induzem no muro um impulso que o leva a vivenciar uma translação para o exterior, fenómeno entendido como deslizamento pela base.

O impulso ativo aliado do peso próprio do muro, induzem na fundação uma resultante da sua combinação, colocando a capacidade de carga do solo à prova.

Devido à ação do impulso ativo a estrutura pode rodar entorno da aresta exterior da sua base, sujeitando desse modo o muro ao derrube.

Por fim, o escorregamento conjunto do muro e do maciço circundante originam o escorregamento global.

Assim, as estruturas de contenção de terras são sujeitas às ações de instabilidade externa:

- Deslizamento pela base;
- Capacidade de carga;
- Derrube;
- Escorregamento global.

2.8.2. Estabilidade Interna

A regra quanto à estabilidade interna das estruturas de alvenaria reside na consideração de várias secções do muro e verificação, do topo para a base, do caminho da resultante do peso próprio do muro assim como do impulso das terras acima da secção a analisar que devem passar no terço central da secção e as tensões normais devem ser exclusivamente de compressão.

2.8.3. Métodos de Cálculo Científicos

A generalidade dos casos de interação solo-estrutura são problemas hiperestéticos, de tal modo, os impulsos provenientes dessa interação não são passíveis de determinar pelas equações da estática (Fernandes, 2015).

As forças mínima e máxima da interação solo-estrutura designadas, respetivamente, na bibliografia por impulsos, ativo e passivo, podem se determinar por métodos de cálculo científicos. Teorias devidamente sustentadas, têm vindo a ser elaboradas desde o final do século XVIII. As teorias de Coulomb (1773), Rankine (1857) e as tabelas de Cacout e Kerisel

(1949), devidamente descritas e detalhadas por Matos Fernandes (Fernandes, 2015), são porventura os trabalhos mais utilizados e que mais têm influenciado os estudos mais recentes.

Baseado em trabalhos feitos no século XIX, Levillain propõem uma expressão para determinação da espessura da base de muros de pedra seca, (Levillain, 2002). Analisando a Figura 11, depreende-se que o muro d' suporta uma massa de terra com superfície livre horizontal, bg .

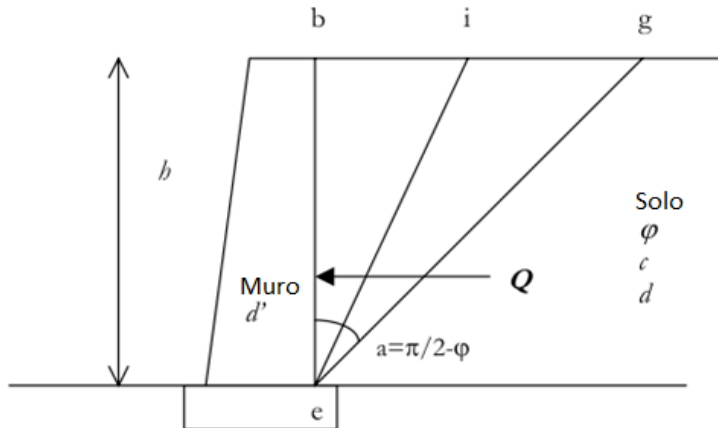


Figura 11- Cálculo do deslizamento de terras de Caudel e Laroque (1880), utilizado por Levillain (Levillain, 2002)

Considerando o prisma formado por ieg como uma peça única, este mantém-se em equilíbrio sem causar pressão contra o muro. No que lhe concerne, o prisma bei , exerce um impulso, Q , no muro.

Q pode ser determinado pela expressão (4):

$$Q = \left(\frac{dh^2}{2}\right) * \tan^2 \frac{a}{2} \quad (4)$$

Onde:

Q - Impulso passivo, causado pela cunha bei

d - Densidade do aterro

h - Altura do aterro

a - Ângulo da vertical be com o declive natural do aterro eg

Baseado na expressão para a determinação do impulso das terras de Caudel e Larague (Caudel e Larague, 1880), Levillain propõem a equação (5) para a determinação da espessura da base:

$$x = h * \sqrt{\frac{d}{3d'}} * \tan \frac{a}{2} \quad (5)$$

Onde:

x - Largura da base

d' - Densidade da pedra

d - Densidade do aterro

h - Altura do aterro

a - Ângulo da vertical be com o declive natural do aterro eg

2.8.4. Métodos de Cálculo Empíricos

Existem algumas propostas empíricas para o dimensionamento de muros de pedra seca. Uma das mais conhecidas é a fórmula empírica de Poncelet (6).

$$x = 0.84 * (H + h) * \sqrt{\frac{d}{d'}} * \tan \frac{a}{2} \quad (6)$$

Onde:

x - Largura da base

d' - Densidade da pedra

d - Densidade do aterro

h - Altura do aterro

H - Altura da sobrecarga

a - Ângulo da vertical be com o declive natural do aterro eg

À primeira vista (6) parece uma proposta conservadora. Efetuando-se a razão entre (6) e (5) e analisando a Tabela 1 verifica-se essa suposição.

Tabela 1- Comparação dos métodos de Poncelet e Levillain

Parâmetros	Comb 1	Comb 2	Comb 3
d [kg/m ³]	18	21	23
d' [kg/m ³]	26	29	22
H [m]	2,7	3	1,8
h [m]	2,7	3	1,8
a [°]	35	46,5	54
$x_{(5)}$ [m]	0,41	0,63	0,54
$x_{(6)}$ [m]	1,20	1,85	1,58
$x_{(6)}/x_{(5)}$	2,93	2,93	2,93

Considerando três combinações de parâmetros diferentes aplicadas nas fórmulas propostas por Poncelet e Levillain, Tabela 1, confirma-se que a proposta empírica de Poncelet é majorada 2,93 vezes quando comparada com a recomendação científica de Levillain.

2.8.5. Avaliação da Segurança

O Método tradicional de avaliação da segurança de muros de gravidade assenta na consideração de coeficientes globais de segurança. A Figura 12 ilustra as forças aplicadas a um muro de suporte.

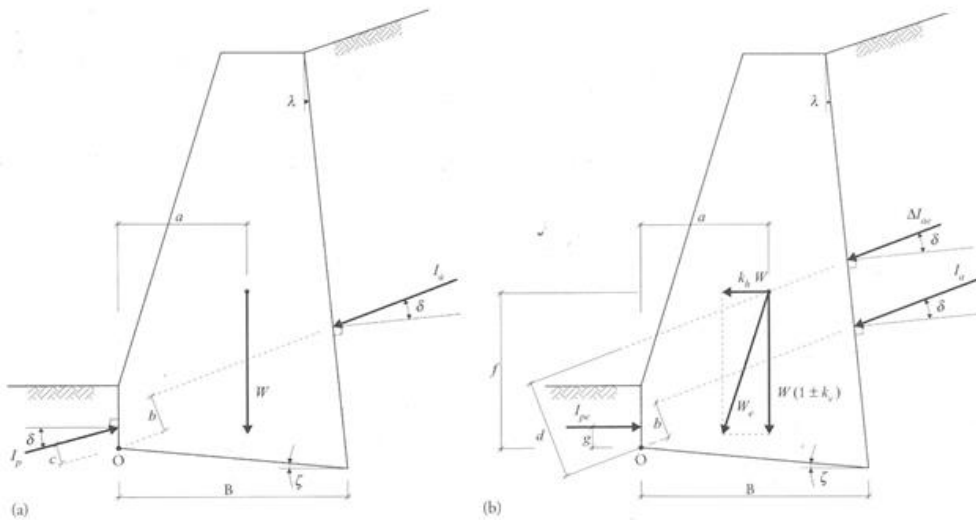


Figura 12 - Muro de suporte gravidade com as forças aplicadas: a) condições estáticas; b) condições sísmicas (Fernandes, 2015)

A Figura 12 a) mostra as ações estáticas aplicadas à estrutura, por sua vez, a Figura 12 b) representa as condições sísmicas. São ainda representadas as ações dos impulsos, ativo e passivo, a que o muro está sujeito.

Na secção 2.7.1. indicaram-se as ações de instabilidade externa a que os muros de contenção de terras são sujeitos. Abaixo apresentam-se as expressões para o cálculo dos coeficientes globais de segurança: à rotura do solo de fundação, ao deslizamento pela base; ao derrubamento e por fim ao deslizamento global.

- O coeficiente de segurança global à rotura do solo de fundação é obtido pela seguinte expressão:

$$F = \frac{V_R}{V_S} \quad (7)$$

Onde:

V_R - Capacidade ao carregamento vertical

V_S - Carga vertical aplicada à fundação

- O coeficiente de segurança global em relação ao deslizamento pela base do muro é calculado por:

$$F = \frac{T_R}{T_S} \quad (8)$$

Onde:

T_R - Força tangencial resistente no plano da base do muro

T_S - Força tangencial aplicada à base do muro

- O coeficiente de segurança ao derrubamento dado por:

$$F = \frac{M_R}{M_S} \quad (9)$$

Onde:

M_R - Momento resistente ou estabilizador

M_S - Momento derrubador

As Tabela 2, Tabela 3 e Tabela 4 indicam as equações das forças e momentos presentes nas expressões 7, 8 e 9, sendo a sua referência a Figura 12.

Tabela 2 - Expressões das forças que intervêm no coeficiente de segurança global à rotura do solo de fundação - equação 2.1 (Fernandes, 2015)

Condições	Força	Expressão
Sísmicas Base inclinada	V_R	Calculada com base no Capítulo 5
	V_S	$(1 \pm k_v)W \cos \zeta + k_h W \sin \zeta + (I_a + \Delta I_{av}) \sin(\delta + \lambda + \zeta)$
	H_S	$(I_a + \Delta I_{av}) \cos(\delta + \lambda + \zeta) + k_h W \cos \zeta - (1 \pm k_v)W \sin \zeta$
	$M_S(1)$	$I_a b + \Delta I_{av} d + k_h W f - (1 \pm k_v)W a + V_S \frac{B}{2}$
Sísmicas Base horizontal	V_R	Calculada com base no Capítulo 5
	V_S	$(1 \pm k_v)W + (I_a + \Delta I_{av}) \sin(\delta + \lambda)$
	H_S	$(I_a + \Delta I_{av}) \cos(\delta + \lambda) + k_h W$
	$M_S(1)$	$I_a b + \Delta I_{av} d + k_h W f - W(1 \pm k_v)a + V_S \frac{B}{2}$
Estáticas Base inclinada	V_R	Calculada com base no Capítulo 5
	V_S	$W \cos \zeta + I_a \sin(\delta + \lambda + \zeta)$
	H_S	$I_a \cos(\delta + \lambda + \zeta) - W \sin \zeta$
	$M_S(1)$	$I_a b - W a + V_S \frac{B}{2}$
Estáticas Base inclinada	V_R	Calculada com base no Capítulo 5
	V_S	$W + I_a \sin(\delta + \lambda)$
	H_S	$I_a \cos(\delta + \lambda)$
	$M_S(1)$	$I_a b - W a + V_S \frac{B}{2}$

1. M_S é o momento em relação ao centro de gravidade da base do muro; é, pois, distinto de M_S do Quadro 4.4.

Tabela 3- Expressões das forças que intervêm no coeficiente global ao deslizamento pela base - equação 2.2 (Fernandes, 2015)

Condições	Força	Expressão
Sísmicas Base inclinada	N_x	$(1 \pm k_v)W \cos \zeta + k_h W \sin \zeta + (I_a + \Delta I_{av}) \sin(\delta + \lambda + \zeta) - I_p \sin \zeta$
	T_x	$N_x \operatorname{tg} \delta_s + I_p \cos \zeta$
	T_y	$(I_a + \Delta I_{av}) \cos(\delta + \lambda + \zeta) + k_h W \cos \zeta - (1 \pm k_v)W \sin \zeta$
Sísmicas Base horizontal	N_x	$(1 \pm k_v)W + (I_a + \Delta I_{av}) \sin(\delta + \lambda)$
	T_x	$N_x \operatorname{tg} \delta_s + I_p$
	T_y	$(I_a + \Delta I_{av}) \cos(\delta + \lambda) + k_h W$
Estáticas Base inclinada	N_x	$W \cos \zeta + I_a \sin(\delta + \lambda + \zeta) - I_p \sin(\delta + \zeta)$
	T_x	$N_x \operatorname{tg} \delta_s + I_p \cos(\delta + \zeta)$
	T_y	$I_a \cos(\delta + \lambda + \zeta) - W \sin \zeta$
Estáticas Base horizontal	N_x	$W + I_a \sin(\delta + \lambda) - I_p \sin \delta$
	T_x	$N_x \operatorname{tg} \delta_s + I_p \cos \delta$
	T_y	$I_a \cos(\delta + \lambda)$

Tabela 4- Expressões das forças que intervêm no coeficiente de segurança global ao derrubamento - equação 2.3 (Fernandes, 2015)

Condições	Momentos	Expressão
Sísmicas	$M_x = m_o(W_r) + m_o(I_r)$	$(1 \pm k_s)W a - k_s W f + I_r g$
	$M_s = m_o(I_r) + m_o(\Delta M_w)$	$I_r b + \Delta M_w d$
Estáticas	$M_x = m_o(W) + m_o(I_r)$	$W a + I_r c$
	$M_s = m_o(I_r)$	$I_r b$

- O coeficiente de segurança global em relação ao deslizamento global:

$$F = \frac{tg\Phi'}{tg\beta} \quad (10)$$

Onde:

$tg\Phi'$ - Tangente do ângulo de atrito

$tg\beta$ - Tangente do ângulo que define a inclinação com a horizontal

Se o método tradicional considera coeficientes globais de segurança, a verificação pelo Eurocódigo respeita coeficientes parciais. Em função desses coeficientes, obtém-se para os estados limites os valores de cálculo da resistência e dos efeitos das ações. Para que se confirme a verificação da segurança os estados limites dos valores de cálculo devem ser superiores ou iguais aos dos efeitos das ações. Abaixo apresentam-se as expressões para a verificação: da capacidade de carga do solo, do deslizamento pela base e do derrube.

- A verificação ao estado limite da capacidade de carga do solo é confirmada por:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (11)$$

Onde:

V_{sd} - Resistência ao carregamento vertical

V_{Rd} - Efeitos do carregamento vertical

- A verificação ao estado limite de deslizamento pela base é corroborada por:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} \quad (12)$$

Onde:

T_{Sd} - Resistência à força tangencial resistente no plano da base do muro

T_{Rd} - Efeitos originados pela força tangencial aplicada à base do muro

- A verificação ao estado limite de derrubamento é validada por:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (13)$$

Onde:

M_{Sd} - Resistência ao momento estabilizador

M_{Rd} - Efeitos do momento derrubador

2.8.6. Modulação Mecânica

O conhecimento da pedra não é suficiente para compreender o comportamento das estruturas, visto, este depender de vários fatores como a microestrutura, a heterogeneidade e interação entre blocos, a geometria do muro, entre outros. Contudo, existem algumas abordagens de modulação mecânica que tentam perceber esses fatores.

Uma dessas abordagens, a modelação micromecânica é um método de elementos distintos e o método numérico mais famoso, é de fácil implementação e eficiência numérica, resultando no processamento de conjuntos de sólidos rígidos ou deformáveis interligados por leis de interações regulares.

Outro método, a modulação macro-mecânica inspirada nas considerações da micromecânica, adota uma escala que permita considerar a estrutura como homogênea e continua.

Um terceiro método adotado no estudo deste tipo de estruturas é a modelação por homogeneização, onde se substitui um meio heterogêneo por um homogêneo equivalente.

2.9. Discussão e Conclusão

Supracitado neste capítulo, fica claro que esta é uma técnica construtiva antiga em desuso, mas com um enorme potencial de evolução. Durante décadas nada foi feito ao nível da investigação nesta área, até que a partir do início do novo milénio, começam a aparecer alguns autores interessados nesta temática com abordagens distintas e curiosas, mas com resultados interessantes.

Reflexo da inexistência de regulamentação e falta de conhecimento, o mundo ocidental tem investido em tecnologia mais recente e melhor documentada, em detrimento de estruturas em alvenaria de pedra em junta seca. Ainda assim, o recurso a maquinaria pesada na construção, tem contribuído, principalmente em regiões caracterizadas pela forte indústria da extração de granito, para uma nova aposta na construção deste tipo de estruturas. Se a este facto se aliar, o crescente interesse da sociedade pela sustentabilidade, considerando todas as valências deste método construtivo no que a esta causa diz respeito, fica evidente a necessidade de um aprofundamento de conhecimento científico sobre os principais mecanismos associados ao comportamento dos MSAJS.

Visto ser uma questão crítica no dimensionamento deste tipo de estruturas, compreende-se a importância do estudo e análise comportamental desta arte. Só desse modo lhe será reconhecido o seu devido valor e assim se potenciará como uma solução credível e sustentável, no que à construção de estruturas de contenção de solos diz respeito.

Capítulo 3 - Modelação de um MSAJS

Capítulo 3 - Modelação de um MSAJS

3.1. Introdução

3.2. Descrição da Instalação Experimental

3.3. MSAJS Modelo

3.4. Procedimento Experimental

3.5. Metodologia de Análise da Estabilidade

Capítulo 3 - Modelação de um MSAJS

3.1. Introdução

As interações de um muro gravidade com o solo suportado, isto é, os impulsos, são geradas pelo movimento experimentado pelo muro, devido essencialmente à deformação da plataforma da base. Aquele movimento pode ser simplificaradamente caracterizado pela combinação de uma rotação e uma translação, ambas dirigidas para o lado oposto às terras suportadas. Este capítulo começa por apresentar a descrição da instalação experimental concebida e realizada para ensaiar um MSAJS em modelo reduzido. Dada a natureza específica do ensaio, cada fase envolveu o necessário planeamento e considerações, Isso inclui a modelação experimental de MSAJS, os materiais a serem testados e a maneira como o ensaio foi conduzido.

Por fim, apresenta-se o modelo considerado para a análise da estabilidade de um MSAJS tomado como referência para o presente estudo.

3.2. Descrição da Instalação Experimental

O ensaio em modelo reduzido foi realizado no Laboratório de Construção - Modelos Experimentais, do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior (UBI). O laboratório encontra-se equipado com um pórtico metálico reação (vão de 2 metros) e acessórios, nomeadamente um macaco hidráulico de duplo efeito (50 kN de capacidade e 200 mm de curso) controlado por bomba hidráulica simples. Dispõe de espaço para o armazenamento e manuseamento dos materiais e possibilita o acesso do monta-cargas.

Para a instalação experimental foi necessário desenvolver os seguintes componentes: célula de ensaio (compartimento onde é montado e ensaiado o modelo reduzido) e o sistema de aplicação dos movimentos a serem experimentados pelo muro.

Perante a inexistência de normas que conduzam o projeto de um equipamento do tipo que foi desenvolvido para o estudo em apreço, o planeamento tornou-se essencial.

Numa fase inicial procedeu-se à análise exaustiva de cada componente, o que permitiu, por um lado, a definição das especificações do ensaio (expostas a seguir no subcapítulo 3.3.) e, em contrapartida, a seleção das melhores soluções possíveis.

Assim, a célula de ensaio foi concebida para acomodar um muro com cerca de 1 metro de altura de modo que o lado de tardoz pudesse ser preenchido com material para formar um terraplano

com comprimento suficiente. As dimensões internas adotadas foram $1.40 \times 1.00 \times 1.35 \text{ m}^3$ (comprimento \times altura \times largura). A Figura 13 apresenta as instalações do laboratório experimental.



Figura 13 - Vista geral da instalação experimental

As placas de madeira que constituem as paredes limítrofes do terrapleno têm 28 mm de espessura, suficiente para suportar o impulso do solo, e foram montadas de modo a manterem a sua configuração durante o ensaio.

O sistema arbitrado para a aplicação dos movimentos é composto por uma plataforma rígida basculante (entre -5° e 30° de rotação), que simultaneamente serve de base de apoio do MSAJS modelo. Esta é constituída por uma placa metálica com 30 mm de espessura, apoiada no eixo de rotação de um dos lados e suspensa por um cabo de aço no lado oposto, o qual se desloca no sentido vertical com auxílio de um guincho instalado no macaco hidráulico. Os detalhes do dimensionamento desta estrutura, considerados estritamente necessários para a compreensão de certas partes do presente estudo, encontram-se apresentados de modo resumido no Anexo I.

Antes de prosseguir convém referir que esta solução para o sistema de controlo do movimento de rotação foi selecionada de entre outras possíveis, como seja o caso de longarinas com um dos apoios em pino e outro suspenso por um cabo de aço ou o caso de placa metálica apoiada em dobradiça mecânica e num mecanismo articulado pistão-biela, considerando os seguintes fatores:

- Facilidade e tempo de construção;
- Materiais e recursos disponíveis.

3.3. MSAJS Modelo

Um modelo não passa de uma representação simplificada da realidade, validada por conceitos teóricos ou experimentais. Em engenharia, sobretudo em projetos de elevada complexidade, é recorrente o recurso a modelos experimentais como auxílio complementar aos cálculos obtidos por modelos matemáticos.

Os ensaios de laboratório em modelo reduzido são assim extremamente uteis para compreender os fenómenos envolvidos, considerando tal premissa, o experimento desta dissertação assentou na monitorização de modelos reduzidos de um MSAJS com o intuito de perceber o comportamento deste tipo de estruturas quando solicitadas.

Após a construção dos modelos, estes são sujeitos ao ensaio, que consiste na basculação da plataforma regida onde é assente a estrutura, com o objetivo de observar o seu comportamento. A monitorização dos ensaios é feita com recurso à fotogrametria.

3.3.1. Modelo Reduzido Proposto

A teoria da semelhança estabelece como condição para a construção dos modelos a observação de semelhança geométrica, o que significa que todas as dimensões do modelo devem estar relacionadas com as respetivas dimensões em verdadeira grandeza por meio da mesma escala. De notar que a semelhança geométrica conserva os ângulos.

No caso dos muros gravidade é habitual considerar a altura como dimensão característica, a partir da qual se define uma escala de semelhança, em geral, limitada às dimensões da célula de ensaio. No caso particular dos MSJAS, constituídos por blocos de grandes dimensões, cuidadosamente intertravados com calços de pequenas dimensões, compreender-se-á que a definição de escala razoável tem de assegurar que a técnica construtiva possa ser replicada no modelo.

Das considerações procedentes estabeleceu-se uma escala de semelhança de comprimentos de 1:3. A geometria do MSAJS modelo encontra-se representada na Figura 14.

Ainda com respeito ao fator de escala escolhido. Tem-se que, modelos muito pequenos embora reclamem cargas mais ligeiras, acrescentam maior dificuldade à construção e instrumentação do modelo. No caso em estudo um modelo demasiado reduzido comprometeria a diferenciação entre os blocos de pedra e os “calços” essenciais ao aparelho das pedras de maiores dimensões.

Por outro lado, modelos de maiores dimensões embora apresentem menores dificuldades respeitantes à sua construção, requerem equipamentos de maiores capacidades. Assim, foi essencial encontrar um fator de escala que garantisse equilíbrio entre a dificuldade de construção/capacidade dos equipamentos/desfasamento entre materiais.

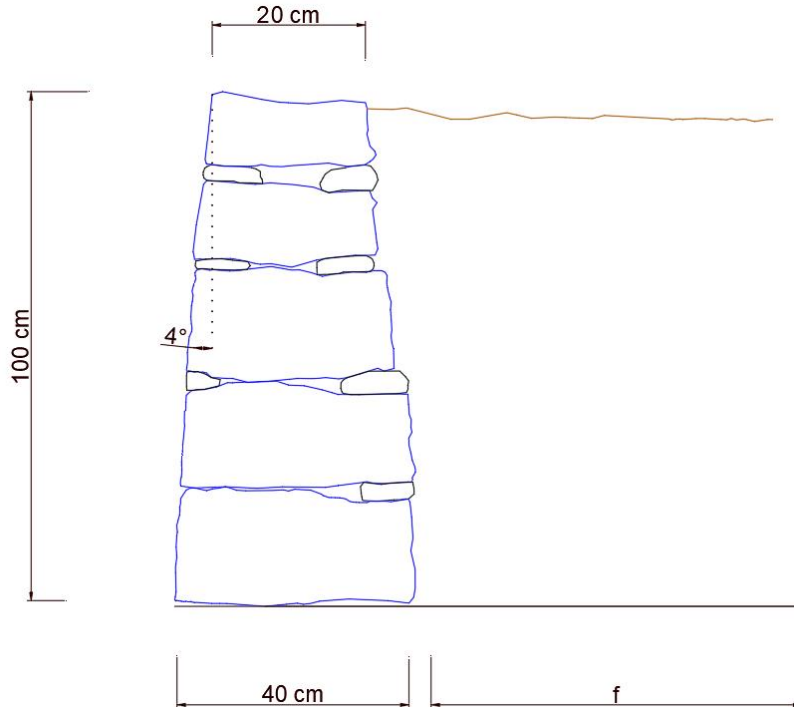


Figura 14 - Geometria do modelo reduzido proposto

A avaliação do comprimento necessário para o desenvolvimento completo da superfície potencial de deslizamento no terraplino (f) foi feita recorrendo a soluções cientificamente sustentadas, como a teoria de Rankine e de Coulomb, apresentadas em detalhe por Matos Fernandes (2015). Ficou assim determinado o tamanho da célula de ensaio (referida na secção 3.2) que permite maximizar a interferência das paredes limítrofes nos resultados do ensaio.

Em relação à plataforma base, e tendo presente que o movimento dos muros gravidade é essencialmente devido à deformação do terreno de fundação, foi necessário prever uma placa capaz de mover a célula de ensaio, de modo a impor ao muro, deslocamentos relativos crescentes em simultâneo com o aumento do impulso das terras. Desta forma, por razões de simplicidade de análise, adotou-se uma plataforma rígida comum ao muro e ao terraplino, que impõe uma translação associada a uma inclinação da base do muro.

Pretende-se assim simular a grande variação da deformabilidade do terreno de fundação que pode resultar da situação representada na Figura 15. Esta situação corresponde a obras que não envolvem escavação significativa, sendo após a sua construção, colocado do lado de tardoz um aterro. As deformações do solo de fundação são induzidas pelo peso do muro e do terraplino, o que pode conduzir a graves danos estruturais.

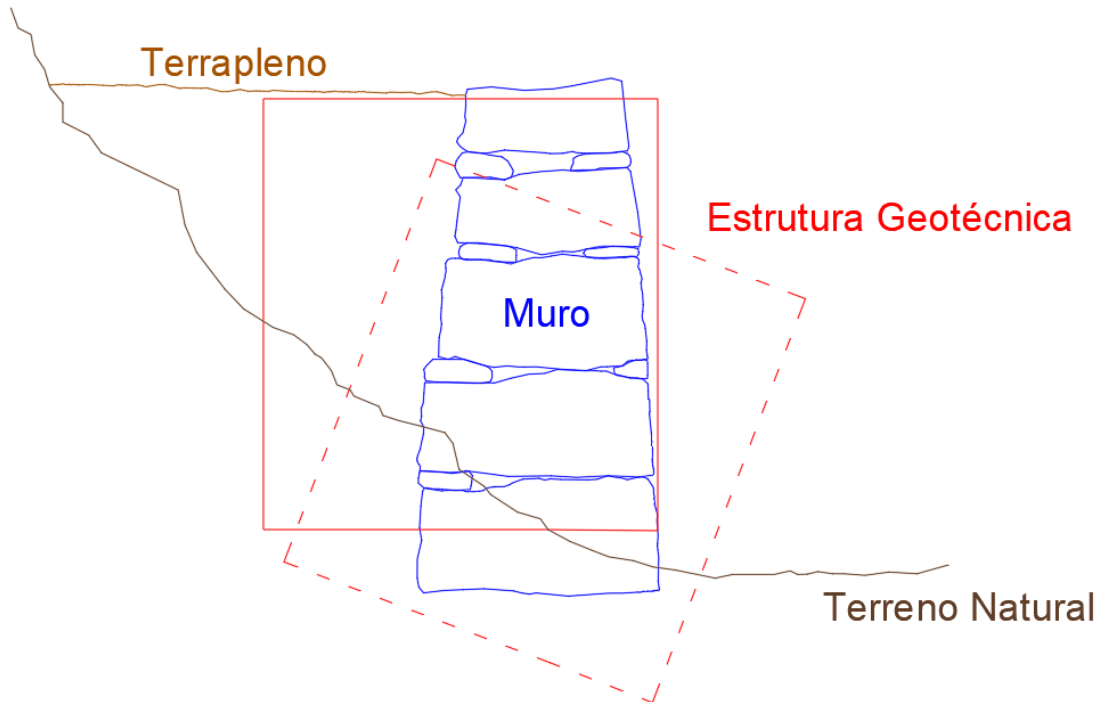


Figura 15- Movimento típico associado ao carregamento excêntrico da fundação do muro: rotação uniforme

Assim, como modelo proposto, considera-se um pano de parede com cerca de 1 m de altura por 1,40 m de largura com uma espessura média de 30 cm. A geometria adotada tem em consideração as características básicas da técnica construtiva praticada pelos pedreiros na região de Trás-os-Montes.

Os objetivos dos testes experimentais foram definidos essencialmente em função dos recursos disponíveis no departamento.

3.3.2. Caracterização dos Materiais

Todos os materiais utilizados na construção dos modelos foram caracterizados laboratorialmente com o objetivo de definir as suas propriedades físicas e mecânicas. Abaixo apresentam-se as características gerais desses materiais: blocos de granito, calços e areia.

- **Blocos de Granito**

Para a construção do pano de parede selecionou-se granito da região que já se encontrava nas instalações da UBI. Definiu-se que todos os ensaios, sempre que possível, respeitassem a mesma geometria e configuração, por conseguinte, utilizassem as mesmas pedras. Assim tentou-se selecionar de entre o material disponível, as peças com maior regularidade geométrica. A Figura 16 ilustra o material selecionado para a construção do modelo.



Figura 16 - Pedra selecionadas para a construção do MSAJS modelo

Inicialmente, determinaram-se em laboratório, a densidade dos blocos de granito pelo método do volume de água deslocada. A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos, sendo o peso volúmico médio dos blocos de 25,4 kN/m³.

Tabela 5- Cálculo da densidade do granito utilizado na construção do modelo

Pedra n.º	Massa (g)	Volume (cm³)	γ_s (g/cm³)	γ_s (kN/m³)
1	664,4	260	2,56	25,1
2	2025,4	760	2,67	26,1
3	3510,2	1360	2,58	25,3
4	4715,1	1860,0	2,54	24,9
5	2131,1	800	2,66	26,1
6	6895,8	2708	2,55	25,0

- **Calços**

Os calços são pedras de menor dimensão, preferencialmente de elevada resistência e têm por função auxiliar o aparelho dos blocos de maior dimensão, assim como garantir a estabilidade interna da estrutura.

Para a determinação da densidade dos calços foi utilizado o mesmo método empregue na caracterização dos blocos de granito. As densidades calculadas laboratorialmente estão expressas na Tabela 6.

Tabela 6 - Determinação da densidade dos calços utilizados na construção do modelo

Pedra n.º	Massa (g)	Massa de água Deslocada (g)	Volume (cm ³)	γ_s (g/cm ³)	γ_s (kN/m ³)
1	372,0	138,4	138,7	2,68	26,3
2	170,4	63	63,2	2,70	26,5
3	839,3	355,2	356,1	2,36	23,1
4	663,3	251,2	251,8	2,63	25,8
5	253,9	94,3	94,5	2,69	26,3
6	417,3	154,8	155,2	2,69	26,4
7	693,7	251,7	252,3	2,75	27,0
8	1194,6	464,6	465,7	2,57	25,2
Densidade da água a 23°C:				0,99759	(g/cm ³)

Da análise à tabela percebe-se que o peso volúmico dos calços é da ordem dos 26,3 kN/m³. Verificam-se ainda duas discrepâncias a esta ordem de grandeza nas pedras n.º 3 e 7. No que diz respeito à primeira, esta pedra foi seleccionada para análise laboratorial por apresentar grão bastante grosseiro, no laboratório verificou-se a baixa densidade destes calços que devem ser evitados na construção dos modelos experimentais. Quanto à pedra n.º7, esta pedra foi escolhida para observação por se tratar de uma rocha do rio, constatou-se a sua alta densidade, mas estas pedras devido aos fatores de erosão a que estão expostas decorrentes do curso das águas, apresentam-se muito pouco rugosas. Ainda assim a sua utilização continua a ser proveitosa, especialmente se se utilizarem pedras maiores para “abrir” em calços de natural menor dimensão.

- **Areia**

Para reprodução dos efeitos do solo de aterro, elegeu-se a utilização de areia, adquirida a uma empresa da região. De forma a ser caracterizada, determinou-se em laboratório o seu peso volúmico pelo *Método de Extrator*, Figura 17.



Figura 17 - Anel de recolha de amostras de para determinação do peso volúmico pelo *Método de Extrator*

A Tabela 7 mostra o cálculo da densidade da areia, onde, A é o anel cravado junto à superfície, B é o anel cravado próximo da base do talude e C o anel cravado a meio da altura do talude. O valor médio calculado da densidade da areia é de 16,1 kN/m³.

Tabela 7 - Determinação da densidade da areia utilizada como solo de aterro na construção do modelo

Nº anel	A	B	C
D (cm)	10,0	10,0	10,0
H (mm)	40,0	40,0	40,0
A (cm ²)	78,540	78,540	78,540
V (cm ³)	314,159	314,159	314,159
V (m ³)	0,000314	0,000314	0,000314
m ₁ (g)	1,58	1,54	1,62
m ₂ (g)	484,7	526,6	541,3
m ₃ (g)	470,9	500,9	518,3
ω (%)	2,9	5,1	4,5
g (g/cm ³)	1,54	1,67	1,72
g (kN/m ³)		16,1	

Ainda para a areia, determinou-se o seu teor em água, Tabela 8, a sua resistência ao corte, Gráfico 1 e por fim caracterizou-se a sua granulometria, Tabela 9.

Tabela 8 - Determinação do teor em água da areia

Nº Saco	1	2
m_1 (g)	1,78	1,78
m_2 (g)	232,41	176,07
m_3 (g)	221,81	168,25
ω (%)	4,8	4,7
ω (%)	4,8	

Adquiriram-se dois *big bags* de areia de 1m^3 . Com o propósito de se determinar o seu teor em água, recolheram-se amostras de areia dos dois sacos. Os resultados indicam um teor em água (ω) de 4,8% para as amostras do saco 1 e de 4,7% para o segundo.

Para definição da resistência ao corte da areia, efetuaram-se testes de caixa de corte direto, Figura 18.

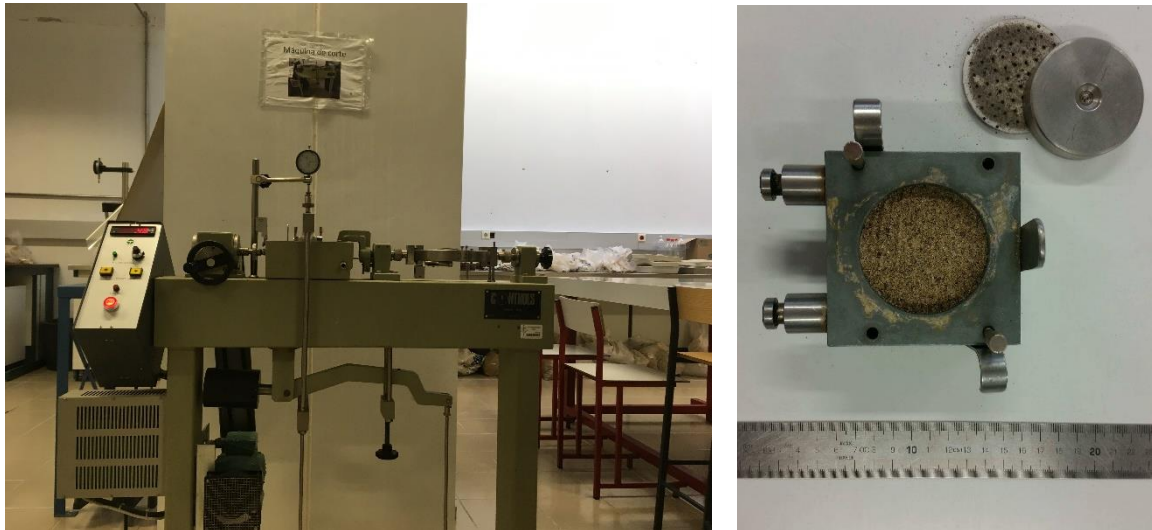


Figura 18 -Ensaio da resistência ao corte da areia pelo ensaio de caixa de corte direto

Dos dados recolhidos durante o ensaio resultou o Gráfico 1, que mostra a relação entre a resistência ao corte da areia e a tensão normal. Do gráfico resulta a equação da reta, y , de declive 0,9, que determina um ângulo de atrito de $41,98^\circ$.

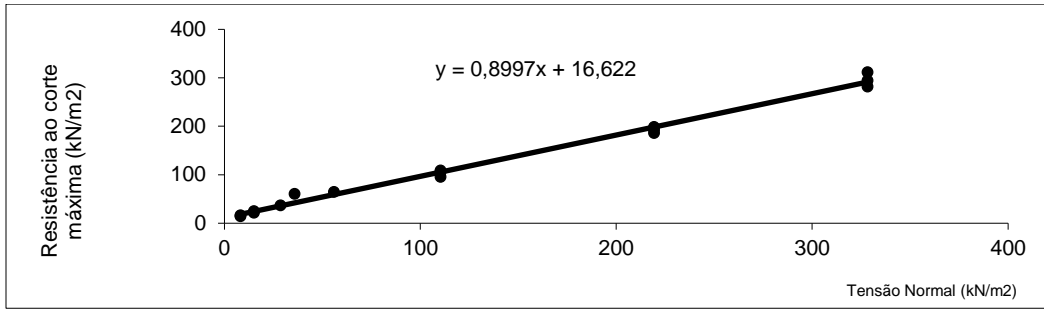


Gráfico 1 - Determinação da resistência ao corte da areia usada no modelo

Por fim, caracterizou-se a granulometria da areia, medindo a percentagem de passados em cada peneiro, Tabela 9.

Tabela 9 - Caracterização granulométrica da areia

D (mm)	%P
19	100,00
9,51	100,00
4,75	99,65
2	78,55
0,85	46,63
0,425	26,85
0,25	12,70
0,106	2,19
0,075	1,22

Da Tabela anterior resulta a curva granulométrica, Gráfico 2, que sobreposta com o abaco de caracterização de agregados, Figura 19, indica que estamos perante uma areia grossa.

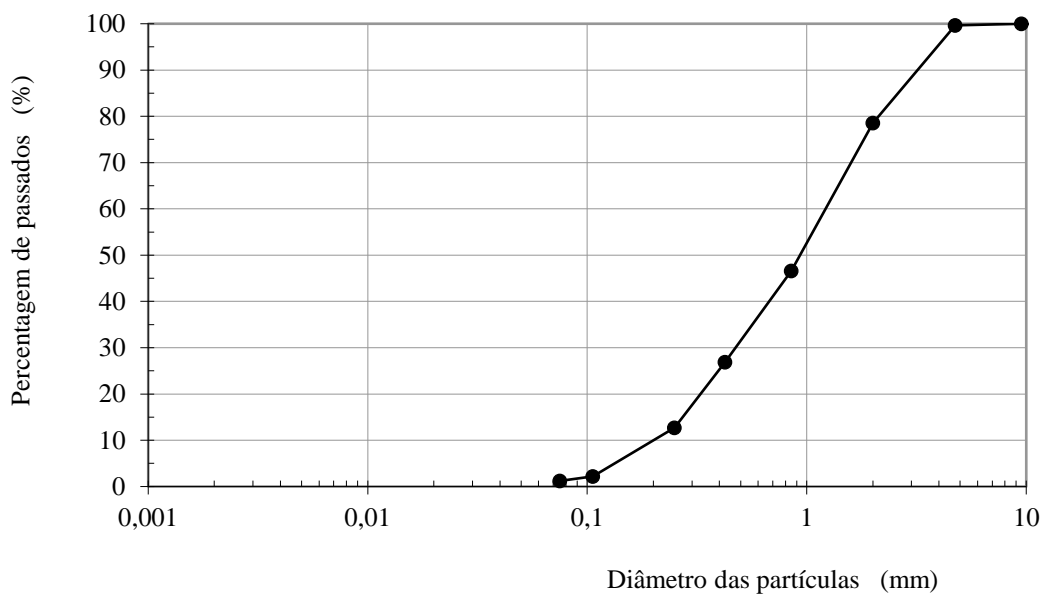


Gráfico 2 - Curva granulométrica da areia

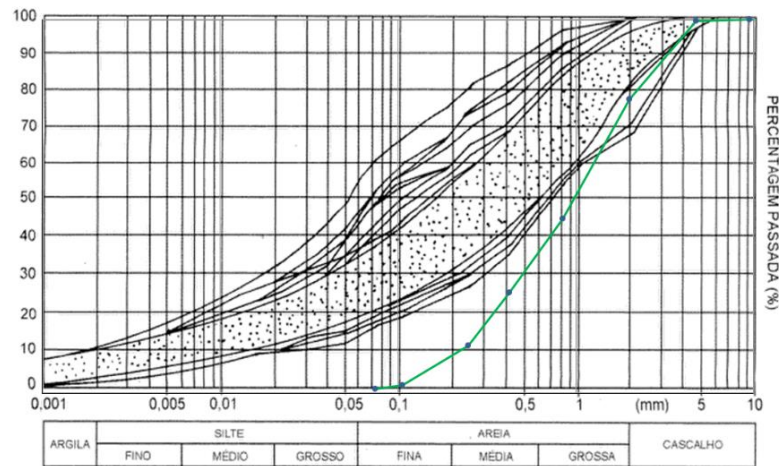


Figura 19 - Comparação da curva granulométrica da areia com curvas granulométricas de saibros do Norte de Portugal (Matos Fernandes, 2015)

3.3.3. Construção do Modelo

Como base de partida para a realização dos ensaios laboratoriais, foi construída uma célula de ensaio idealizada para abrigar um muro com $1,00 \times 1,40 \text{ m}^2$. As características gerais da célula já foram descritas anteriormente no subcapítulo 3.2..

Antes de se proceder à edificação do MSAJS modelo, Figura 21, importa trabalhar as condições de fronteira. Assim, para reduzir o atrito na interface solo/célula, decidiu-se, a colocação de uma camada dupla de plástico e a aplicação de um produto lubrificante no interespaço entre ambas. Para a interface pedra/base da célula, optou-se pela colocação de um tapete borrachoso. A Figura 20, mostra a célula forrada pela camada dupla de plástico.



Figura 20 -Célula forrada com camada dupla de plástico

Tratadas as questões de fronteira, prossegue-se com a seleção do material a utilizar. Eleita a matéria, avança-se para a construção do modelo. O levantamento do muro continua erguendo-se em camadas, seguindo as regras básicas da arte, descritas no Capítulo 2.

Recomenda-se o uso de uma pequena maceta e de um cinzel de forma a trabalhar as pedras em busca do melhor encaixe possível que garanta a menor necessidade do emprego de calços, que nesta primeira fase, requerem especial atenção como garantia do bom aparelho e da estabilidade interna da estrutura. Finda a construção, importa rever as juntas que necessitem de cuidados no travamento.

Por fim, procede-se ao aterro do tardo do muro. Este processo deve-se executar cuidadosamente e em camadas não superiores a 30 cm que devem ser devidamente compactadas de modo a acelerar a coesão e consolidação do terraplano.



Figura 21- MSAJS modelo

3.4. Procedimento Experimental

Uma grande parte deste tipo de estruturas sofre de estragos e deformações originadas pela introdução de sobrecargas que podem ser a construção de um novo edifício ou o movimento frequente de veículos na área de influência do solo de aterro, entre outros. Considerando esse facto, os ensaios foram pensados para originar uma rotação do eixo da base do modelo. Esse movimento de rotação permite simular a aplicação duma carga sobre a estrutura ao incrementar a grandeza do impulso ativo.

Os ensaios idealizaram-se para que todos seguissem o mesmo procedimento. Inicialmente constrói-se o muro até se atingir um pano de parede com a altura pretendida, no caso, 1,00 m. Após a conclusão da construção da estrutura, procede-se ao preenchimento do aterro.

Finda a questão do aterro, prossegue-se com a instalação das estações de monitorização e de alvos fotogramétricos no modelo, Figura 22.



Figura 22 - Alvos fotogramétricos

Segue-se para o ensaio propriamente dito com o objetivo de se observar o comportamento da estrutura quando solicitada até à rotura após a aplicação de movimentos característicos associados ao carregamento excêntrico do muro.

Para isso divide-se o ensaio em quatro partes, denominadas por escalões. Para cada escalão são definidos, uma duração de ensaio e um ângulo de rotação, a Tabela 10 resume as características gerais de cada escalão.

Por fim, efetuam-se registos, de medições e fotográficos, da reação do modelo ao ensaio para futura análise.

Tabela 10 - Caracterização geral dos escalões de ensaio

Escalão	Ângulo	Duração do Ensaio
0	-1º	Posição Inicial
1º	8º	½ dia
2º	14º	1 dia
3º	22º	Até à rotura

3.5. Metodologia de Análise da Estabilidade

Para a análise da estabilidade de MSAJS, este trabalho propõe a prática da complementação de 3 métodos distintos, isto é, a conexão dos dados da observação do comportamento do modelo, com os resultados da análise da estabilidade externa e interna.

A modelação e observação do comportamento do modelo, quando solicitado até à rotura, seguirá a metodologia explicada anteriormente neste Capítulo.

A análise da estabilidade externa segue a proposta do Eurocódigo 7 (EC7) para muros gravidade. A análise à estabilidade interna faz recurso do *software Dry Stone retaining Wall Analysis - line of thrust* desenvolvido na Universidade de Bath.

No Capítulo 4, para a análise das estabilidades externa e interna considerar-se-á uma estrutura em escala real, que abaixo se apresenta:

Como visto anteriormente, os MSAJS podem apresentar diferentes tipos construtivos, contudo, o foco deste estudo irá se centrar num muro de alvenaria edificado segundo a técnica hoje em uso na região de Trás-os-Montes. O método construtivo consiste no assentamento, com recurso a meios mecânicos, de blocos de grandes dimensões provenientes do desperdício das pedreiras abundantes na região.

A Figura 23 representa esquematicamente as características gerais da técnica:

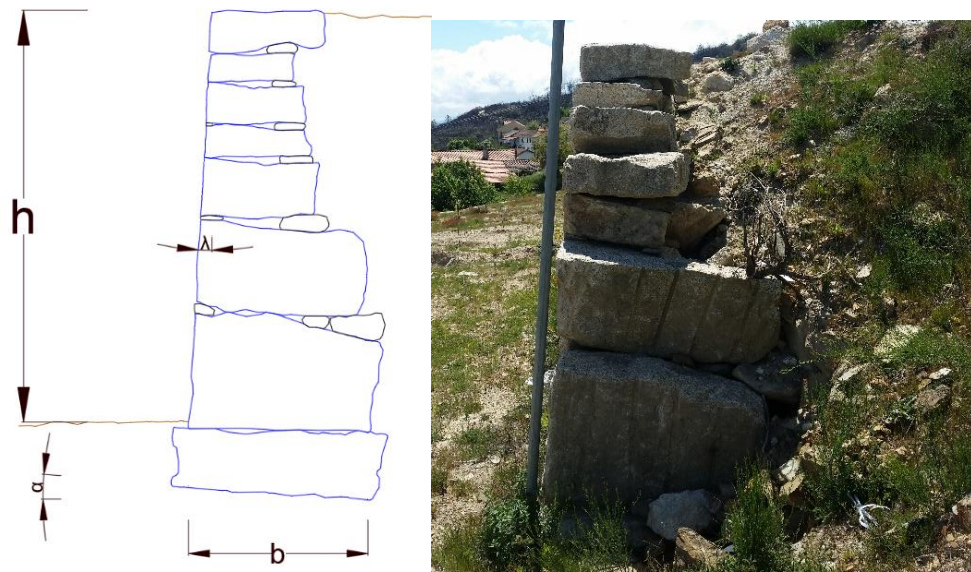


Figura 23 - Representação esquemática das características gerais de um MSAJS

As regras empíricas, esquematizadas na figura, estabelecem 4 parâmetros fundamentais a considerar no planeamento da construção de uma estrutura deste tipo, resultando o pano característico numa parede de alvenaria de pedra seca de altura h , base b e as inclinações da base a e face exterior λ .

A face exterior deve ter uma inclinação λ entre 3 a 5%, por sua vez a inclinação da base a deve ser de aproximadamente 3%. A largura da base b é obtida em função da altura e deve ser superior a um terço da altura final da estrutura.

Capítulo 4 - Análise de Resultados

Capítulo 4 - Análise de Resultados

4.1. Introdução

4.2. Descrição e Análise do Comportamento do MSAJS

Modelo

4.3. Verificação de Estabilidade Externa de MSAJS

4.4. Verificação de Estabilidade Interna de MSAJS

4.5. Discussão da Análise de Resultados

Capítulo 4 - Análise de Resultados

4.1. Introdução

Utilizam-se diferentes métodos para entender melhor o comportamento estrutural dos MSAJS, como se descreve no Capítulo 3.

O ensaio em modelo reduzido foi concebido principalmente para induzir movimentos típicos associados ao carregamento excêntrico da fundação do muro.

A análise da estabilidade, no âmbito do dimensionamento estrutural segundo o método dos estados limite foi efetuada tendo por base os modelos de cálculo adotados para os muros gravidade.

Este capítulo apresenta os principais registos de observação feitos durante o ensaio, a análise dos mecanismos e a discussão dos resultados da aplicação do método dos estados limites.

4.2. Descrição e Análise do Comportamento do MSAJS Modelo

Construíram-se e observaram-se dois modelos de MSAJS em escala reduzida, além de um terceiro que não foi ensaiado. Esta secção pretende expor as observações efetuadas sobre o comportamento dos MSAJS modelo quando solicitados até à rotura.

O primeiro modelo ensaiado embora não tenha resultado em conclusões físicas, foi fundamental à aprendizagem do manuseamento do equipamento utilizado para a basculação da célula. O segundo foi sujeito ao ensaio que consistiu na inclinação e observação da estrutura em 3 escalões diferentes.

Começou-se assim o segundo ensaio com o modelo instalado na sua posição inicial, definida como Escalão 0, com a célula inclinada negativamente em 1 grau (como indicado na Tabela 10 da secção 3.5).

Prosseguiu-se o ensaio para o 1º escalão rodando a plataforma até aos 8 graus positivos. Esta posição final do escalão, foi mantida durante meio-dia. Não se registou qualquer anomalia ou movimentos na estrutura modelo.

Continuou-se o ensaio, incrementando mais 6 graus à inclinação do muro, atingindo-se assim os 14 graus definidos para o 2º escalão. Manteve-se a estrutura nesta posição durante 24 horas. Uma vez mais, nada houve a registar.

Por fim, rodou-se a plataforma até aos 22 graus do terceiro escalão, Figura 24. Se nos dois escalões anteriores, nada se verificou, neste último nível os primeiros acontecimentos registaram-se logo poucos segundos após se atingir a marca definida para o ensaio.

Após 25 segundos, registaram-se os primeiros movimentos significativos de pedras isoladas. Aos 30 segundos, o solo de aterro já se encontrava em rotura. A Figura 25 mostra um deslizamento translacional-rotacional, que em geral evolui para um fluxo de terras. Instantes antes da rotura, caíram as duas primeiras pedras (que são as mesmas que experimentaram os primeiros movimentos isolados). De referir ainda que, até à queda das primeiras pedras, verificou-se o deslocamento lento e contínuo de toda a estrutura como se de uma única peça se tratasse (Figura 26). A Figura 27 mostra o instante em que se inicia o colapso do modelo. Por fim, a rotura do modelo acontece 50 segundos após se alcançar a inclinação de 22 graus, Figura 28. A Tabela 11 resume os acontecimentos do segundo ensaio.



Figura 24 - Modelo na posição definida para o 3º escalão do ensaio



Figura 25 - Terraplino em rotura: deslizamento de terra comum que consiste num escorregamento rotacional múltiplo.



Figura 26 - Deslizamento pela base do MSAJS modelo



Figura 27 - Fotogramas do instante em que ocorre o colapso do MSAJS modelo



Figura 28 - Rotura do MSAJS modelo

Tabela 11 - Tabela resumo das fases do segundo ensaio

Escalão	Ângulo	Observações
0	-1º	Posição Inicial
1º	8º	Não se verificou qualquer anomalia
2º	14º	Não se verificou qualquer anomalia
3º	22º	Rotura

Do que fica exposto pode concluir-se o seguinte:

- i. Muito antes do muro sofrer colapso, experimenta deslocamento de afastamento do terraplino, isto é, a resistência do solo no tardo do muro é mobilizada para deformações menores do que as correspondentes à rotura do muro. Os ensaios evidenciam que o dimensionamento pode ser efetuado com base na avaliação do impulso ativo.
- ii. A massa de solo move-se para baixo e para fora, ao longo de uma superfície relativamente plana, com pequeno movimento rotacional. O topo do material deslocado move-se quase que verticalmente para baixo e a parte superior desse material pode inclinar-se para trás em direção ao talude. A estimativa do coeficiente de impulso ativo pelo método de Coulomb é adequada, para além de ser muito cómoda face aos meios de cálculo atualmente disponíveis.
- iii. O muro sofreu derrube, isto é, uma rotação em torno de um eixo abaixo do centro de gravidade da massa deslocada. Os ensaios evidenciaram que o dimensionamento pode ser efetuado com base na avaliação do efeito da ação da gravidade sobre o peso do material na parte superior da massa deslocada.

4.3. Verificação de Estabilidade Externa de MSAJS

Seguindo as recomendações do EC 7, tendo por objetivo a análise da estabilidade externa de um MSAJS, procedeu-se à verificação da segurança do muro em escala real apresentado na secção 3.5, pelo método dos coeficientes parciais. Desses coeficientes resultam os valores de cálculo das ações, as propriedades dos materiais e da resistência para cada estado limite.

Antes de se prosseguir, importa compreender alguns aspetos fundamentais do EC 7. Com o intuito de padronizar as especificações técnicas dos projetos de estruturas de Engenharia Civil nos estados europeus, a Comissão Europeia, propôs em 1975 a introdução dos Eurocódigos

Estruturais. Cada documento normaliza as especificações técnicas para cada área de projetos, aqueles que dizem respeito à geotecnia encontram as suas normas no EC 7.

O EC 7 introduz 3 abordagens de cálculo diferentes. Seguindo a tendência de outros Eurocódigos, esta norma adota o princípio dos coeficientes parciais de segurança, contudo, um único conjunto de coeficientes dificilmente consegue responder a todas as soluções possíveis. Assim, compreendem-se as 3 abordagens de cálculo. Sendo cada país livre na sua escolha, a norma portuguesa adotou a abordagem de Cálculo 1. A Tabela 12 apresenta as 3 abordagens, sendo elas designadas por abordagem: DA1, DA2 e DA3. A Tabela 13 mostra os coeficientes parciais de segurança a adotar para cada abordagem de cálculo.

Tabela 12 - Abordagens de cálculo

Coefficientes parciais de segurança – abordagens de cálculo (DA): STR/GEO

DA1		DA2	DA3
combinação 1	combinação 2		
$\underline{A1} + M1 + R1$	$A2 + \underline{M2} + R1$	$\underline{A1} + M1 + \underline{R2}$	$\underline{A1}^* + \underline{M2} + R3$

* Para estabilidade de taludes e estabilidade global

Tabela 13 - Coeficientes parciais de segurança

		símbolo	γ para as ações		γ para prop. materiais		γ para resistências							
			A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3					
ação permanente	desf.	γ _G	1,35	1,00										
	fav.		1,00	1,00										
ação variável	desf.	γ _Q	1,50	1,30										
ação acidental	desf.	γ _A	1,00	1,00										
coeficiente de atrito		γ _{tgφ'}								1,00	1,25			
coesão efetiva		γ _{c'}								1,00	1,25			
coesão não drenada		γ _{cu}								1,00	1,40			
compressão não confinada		γ _{qu}								1,00	1,40			
peso volúmico		γ _γ								1,00	1,00			
resistência ao c. vertical		γ _{Rv}										1,00	1,40	1,00
resistência ao deslizamento		γ _{Rh}					1,00	1,10	1,00					
resistência das terras	muros	γ _{Re}					1,00	1,40	1,00					
	taludes						1,00	1,10	1,00					

Feita a introdução ao EC 7 e aos coeficientes parciais de segurança, avança-se para a avaliação da estrutura. O muro em questão tem as características e geometria apresentadas nas Tabela 14 e Figura 29.

Tabela 14 - Características do muro a analisar

γ_{granito}	25,4	kN/m ³
γ_{Muro}	22,1	kN/m ³
Altura	3,5	m
1/3 Altura	1,17	m
Base Fundação	1,3	m
Ponto Rotação	0,433	m
Base A	0,15	m
Base B	0,8	m
Base C	0,35	m
Sobrecarga	0	kP
γ_{solo}	18	kN/m ³
Ângulo de atrito	46,5	°
δ_{aterro}	46,5	°
δ_{base}	31	°
K_{a1}	0,23	
k_{a2}	0,27	
Ângulo da face	3	°
Ângulo do tardo	7	°

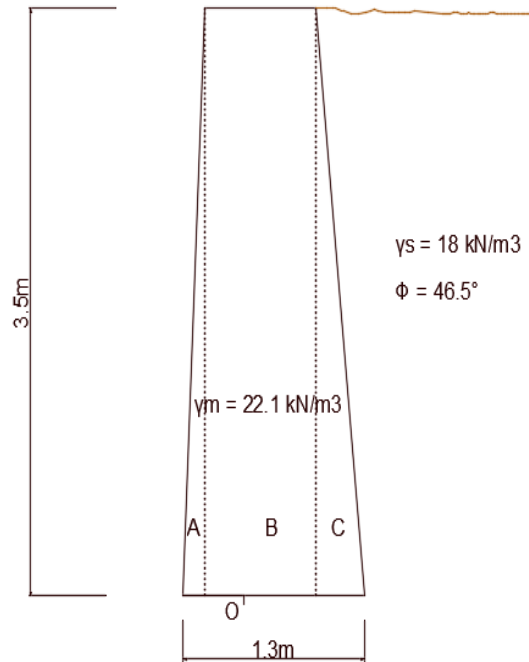


Figura 29 - Geometria e características do muro analisado

Para efeitos de cálculo, a secção do muro é dividida em 3 formas geométricas simples, denominadas por secção A, B e C.

Inicia-se a marcha de cálculo determinando o peso da estrutura. Consideram-se as 3 secções do muro e definem-se áreas elementares, seguindo as expressões seguintes:

$$A_A = B_A \cdot h \cdot \frac{1}{2} \quad (14)$$

$$A_B = B_B \cdot h \quad (15)$$

$$A_C = B_C \cdot h \cdot \frac{1}{2} \quad (16)$$

O peso de cada secção é, assim, obtido multiplicando a área de cada uma delas pelo peso volúmico da estrutura, γ_{Muro} , por metro linear de desenvolvimento

Para o caso, o valor de γ_{Muro} adotado é de 22,1 kN/m³. Valor obtido pela razão do peso volúmico do granito determinado laboratorialmente, pela percentagem de vazios determinada por observação fotogramétrica das faces exterior e lateral do muro.

O peso de cada secção de muro é então determinado pela seguinte expressão:

$$W_i = A_i \cdot \gamma_{\text{Muro}} \quad (17)$$

Prossegue-se com a determinação do centro geométrico de cada uma das secções elementares.

$$X_A = \frac{2}{3} \cdot B_A - P_R \quad (18)$$

$$X_B = (B_A + \frac{1}{2} B_A) - P_R \quad (19)$$

$$X_C = (B_A + B_B + \frac{1}{3} \cdot B_C) - P_R \quad (20)$$

O passo seguinte é a determinação dos impulsos estáticos. Visto não se ter considerado significativa a grandeza do impulso passivo, apenas se calculou o impulso ativo. É ainda necessário determinar o coeficiente de impulso ativo das terras, segundo a teoria de Coulomb (expressão 21):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda) \cdot \left[1 + \frac{(\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \beta))^{1/2}}{\cos(\beta - \lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda)} \right]^2} \quad (21)$$

Determinando-se, assim, o impulso ativo, cuja expressão é:

$$I_{a,t} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h_t^2 \quad (22)$$

Importa ainda determinar as coordenadas do ponto de aplicação do impulso, coordenadas que se determinam pelas expressões:

$$x_{I_{at}} = (B_A + B_B + \frac{2}{3} \cdot B_C) - P_R \quad (23)$$

$$y_{I_{at}} = \frac{h}{3} \quad (24)$$

Procede-se agora verificação da segurança em relação aos estados limites: deslizamento pela base e derrubamento. Segundo os Eurocódigos Estruturais, em particular o EC7, a verificação de segurança é determinada por:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (25)$$

Onde:

$E_{d,dst}$ - Valor de cálculo das ações ou do efeito das ações;

$E_{d,stb}$ - Valor de cálculo da resistência.

Continua-se assim, com a verificação da segurança para cada um dos modos de rotura observados, objeto de estudo deste trabalho. Verifica-se a segurança ao deslizamento pela base determinando as ações estabilizadoras:

$$E_{d,stab} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot \tan \delta_b \quad (26)$$

Segue-se, determinando o efeito das ações desestabilizadoras:

$$E_{d,dst} = I_a \cdot \cos \delta - I_{as} \cdot \sin \delta \cdot \tan \delta_b \quad (27)$$

Prosegue-se para a verificação ao derrubamento.

Inicia-se a análise, uma vez mais, determinando as ações estabilizadoras:

$$E_{d,stab} = \sum_{i=1}^3 W_i \cdot \tan \delta_b \quad (28)$$

Por fim calcula-se o efeito das ações desestabilizadoras:

$$E_{d,dst} = I_a \cdot \cos \delta \cdot y_a - I_a \cdot \sin \delta \cdot x_a \quad (29)$$

Assim, aplicando o formulário ao caso de estudo, resulta:

Componente da carga tangencial à base, determinada por:

$$H_{DA1-1} = 1.35 \cdot I_a \cdot \cos \delta \quad (30)$$

$$H_{DA1-2} = 1.0 \cdot I_a \cdot \cos \delta \quad (31)$$

Sendo a componente das ações estabilizadoras determinada por:

$$N = 1.0 \cdot (W_A + W_B + W_C + I_{av}) \quad (32)$$

E o momento das ações desestabilizadoras ao nível da base:

$$M_{d DA1-1} = 1.35 \cdot [I_{ah} \cdot y_{1a}] \quad (33)$$

$$M_{d DA1-2} = 1.0 \cdot [I_{ah} \cdot y_{1a}] \quad (34)$$

Sendo o momento das ações estabilizadoras determinado por:

$$M_e = 1.0 \cdot [W_A \cdot x_A + W_B \cdot x_B + W_C \cdot x_C + I_{Av} \cdot x_{1a}] \quad (35)$$

Por fim, determinam-se os coeficientes globais de segurança.

Para o deslizamento pela base:

$$F_{sdes} = \frac{F_{est}}{F_{inst}} \quad (36)$$

E o coeficiente global de segurança ao derrubamento:

$$F_{sder} = \frac{M_{est}}{M_{inst}} \quad (37)$$

Os resultados e comentários à verificação da estabilidade externa são apresentados na seção 4.5. deste capítulo.

4.4. Verificação de estabilidade Interna de MSAJS

Com o objetivo de compreender o comportamento de MSAJS quando solicitados até à rotura, esta dissertação propõe a análise ao comportamento e à estabilidade deste tipo de estruturas por 3 métodos distintos. Assim, pretende-se compilar os dados da observação do comportamento do modelo em escala reduzida, com os resultados da análise da estabilidade externa e interna. Os dados respeitantes à observação do modelo assim como à análise externa de um MSAJS em escala real, foram já explanados nas subsecções anteriores deste mesmo capítulo.

Importa agora analisar a estabilidade interna da estrutura estudada no ponto anterior, assim como do modelo introduzido no Capítulo 3. Para tal, fez-se recurso do *software: Dry Stone retaining Wall Analysis - line of thrust*, desenvolvido por Paul F. McCombie e Chris Mundell do departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade de Bath (Mundell, 2009).

4.4.1. Introdução ao *Software Line of Thrust*

Mundell, ciente das dificuldades de operação de modelos numéricos mais complexos, assim como das limitações das abordagens de limite estático quando aplicadas a este tipo de estruturas, desenvolveu baseado num código de McCombie um programa simples e fácil de operar (Mundell, 2009). O autor confrontou resultados do software, com as conclusões obtidas a partir de testes físicos e cálculos manuais, Mundell recriou ainda os testes de Burgoyne no seu programa. Os resultados obtidos são de tais modos satisfatórios, que validam o código.

A interface do programa consiste numa janela simples dividida em três campos, Figura 30. O primeiro campo destina-se à entrada dos parâmetros definidores das propriedades do material,

do solo de aterro e de uma possível sobrecarga. O segundo campo tem por fim a entrada da geometria do muro. O terceiro campo diz respeito à exposição de resultados.

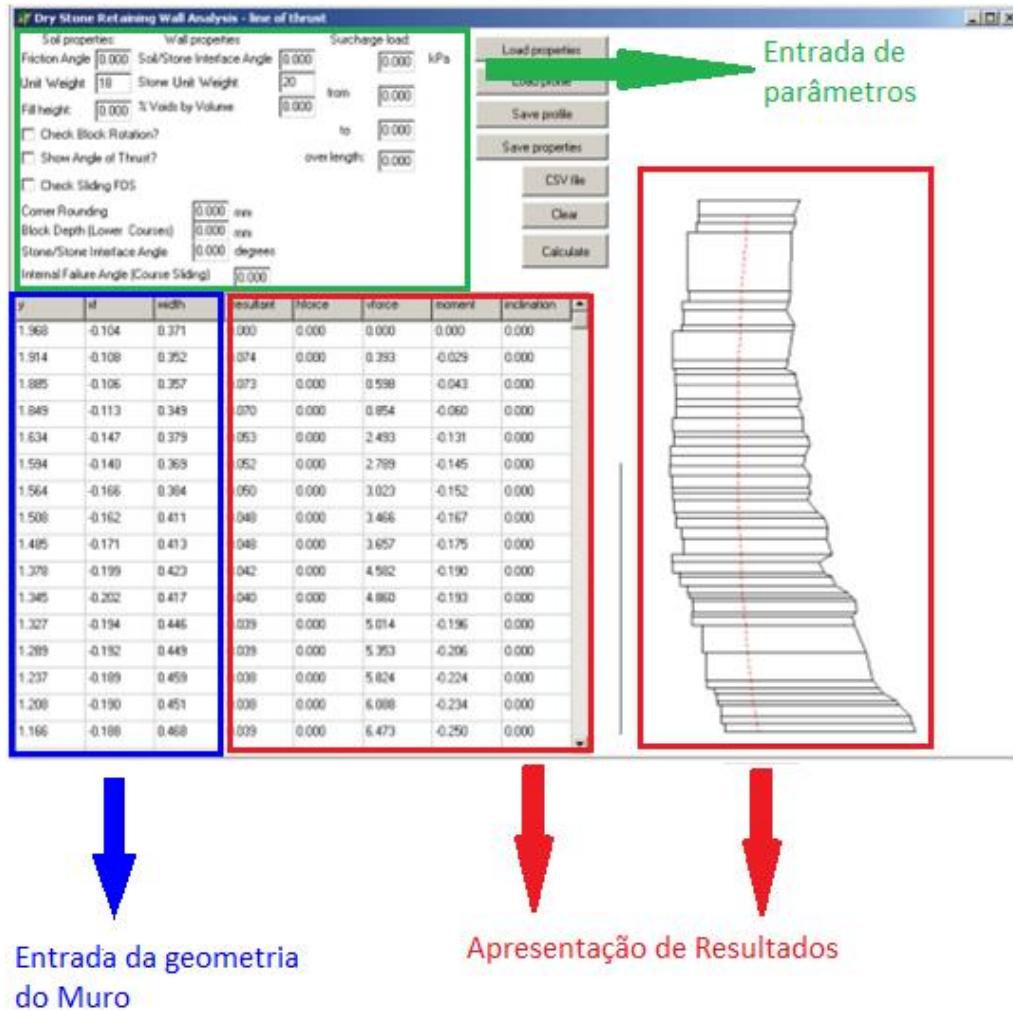


Figura 30 - Interface do programa *Line of Thrust*

O campo de entrada de parâmetros é dividido em três secções: Propriedades do muro, propriedades do solo de aterro e sobrecarga. Os Parâmetros respeitantes à caracterização do muro são o ângulo de interface solo/pedra, o peso volúmico do material e a percentagem de vazios da estrutura. As características do solo de aterro são o ângulo de atrito, o seu peso volúmico e a altura de aterro. A sobrecarga é definida segundo a sua intensidade, tamanho e posição da área carregada.

A ferramenta contempla ainda, nos parâmetros de entrada das propriedades do muro, um campo para a introdução de um ângulo de um plano deslizante. Este campo revelar-se-á de extrema importância aquando da análise do MSAJS modelo. Como já referido neste documento, o objeto de estudo do modelo prendeu-se sobre a análise do seu comportamento aquando de uma rotação da estrutura geotécnica e por conseguinte do pano de parede do muro. Assim

entende-se a importância deste campo, uma vez que este ao permitir a introdução de um plano deslizante vai de encontro às condições dos ensaios realizados.

A definição da geometria do muro é feita segundo camadas, que mais não são que os blocos de pedra utilizados na secção a analisar. Assim cada bloco é definido, introduzindo no programa a informação quanto à sua altura, a distância da face exterior ao ponto de referência, e a sua largura.

O código do programa está preparado para desempenhar os cálculos dos fatores de segurança ao derrube e ao deslizamento, assim como para apresentar a representação gráfica do ângulo de rotação de blocos e da linha de pressões.

4.4.2. Verificação da Estabilidade Interna do MSAJS Modelo

Como auxílio à interpretação de resultados foi construído e ensaiado um MSAJS modelo, estrutura introduzida no Capítulo 3 e analisada inicialmente ao nível comportamental na subsecção 4.2. deste capítulo. De modo a entender melhor as conclusões surgidas dos ensaios experimentais proceder-se-á, recorrendo à ferramenta *Line of Thrust* (apresentada no tópico anterior) à análise interna do modelo para cada estágio do ensaio.

Descrito anteriormente, o modelo construído seguiu as regras empíricas da arte e tem aproximadamente 1 metro de altura e uma espessura média de 30 centímetros.

Assim introduziram-se, no *software*, os parâmetros referentes às características do solo de aterro e da pedra utilizada no modelo, Tabela 15. Para a definição da geometria, selecionou-se e mediu-se uma secção do modelo e introduziram-se os dados num Ficheiro de Valores Separados por Virgulas (CSV) que posteriormente se importou para o programa, Tabela 16.

Tabela 15 - Propriedades do Solo de Aterro e do MSAJS modelo

Propriedades do Solo de Aterro:

Ângulo de atrito [°]	41,98
Peso volúmico [kN/m ³]	16,1
Altura terraplano [m]	1

Propriedades do Muro:

Peso volúmico Granito [kN/m ³]	25,4
% vazios	14
Ângulo de atrito [°]	36
Plano deslizante [°]	0

As propriedades do terrapleno e do granito foram determinadas laboratorialmente e apresentadas no Capítulo 3 deste documento. A percentagem de vazios da estrutura foi obtida por análise fotogramétrica do modelo. O Plano deslizante foi adaptado a cada estágio do ensaio.

A Tabela 16 apresenta os dados de entrada para a definição da geometria do MSAJS modelo. A tabela está dividida em três colunas: Y, X e Espessura. Y é a distância vertical da camada em relação à origem e X a distância medida na horizontal.

Tabela 16 - Dados referentes à geometria do MSAJS modelo

Y [m]	X [m]	Espessura [m]
1	0,066	0,17
0,86	0,057	0,19
0,67	0,044	0,25
0,47	0,031	0,27
0,25	0,017	0,32
0	0	0,34

Tendo em conta as condições específicas do ensaio, isto é, a rotação que o pano de parede do modelo verifica em cada escalão, as Tabela 15 e Tabela 16 sofreram as necessárias adaptações de modo a enquadrar a análise com as características de cada estágio do ensaio. Assim a Tabela 15 viu modificado o valor do ângulo do plano deslizante e a Tabela 16 a *coluna* X. Visualmente, no software, as alterações efetuadas aos dados da geometria resultam nos aspetos que a Figura 31 representa.

As conclusões da análise ao modelo e aos diferentes escalões do ensaio, serão expostas na secção 4.5 deste capítulo.

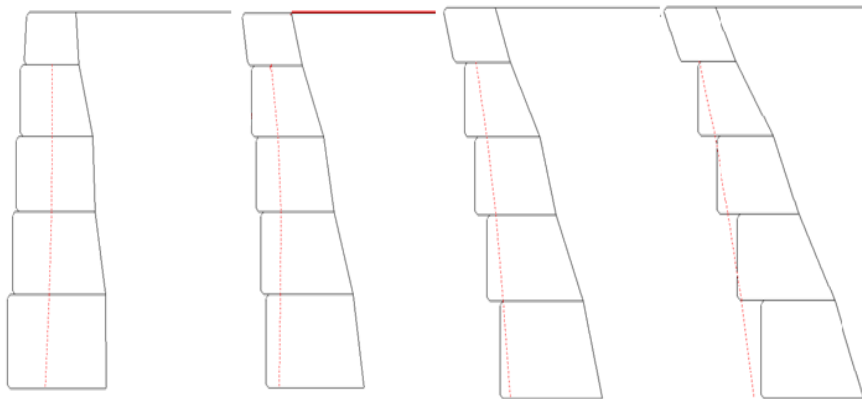


Figura 31 - Representação no software da rotação do pano de parede do modelo para os 4 estágios de ensaio

4.4.3. Verificação da Estabilidade Interna do MSAJS em Escala Real

Para completar o estudo da estabilidade interna de MSAJS decidiu-se proceder à análise do MSAJS em escala real, estrutura analisada quanto à sua estabilidade externa no ponto 4.3. deste capítulo.

De modo a aproveitar as potencialidades do *software* e com isso obter uma maior percepção das características da arte construtiva, realizaram-se 14 casos derivados do estudo original. A Tabela 17 apresenta resumidamente as características gerais de cada caso.

Tabela 17 - Resumo das características gerais dos casos de estudo

Caso	Geometria	F.S. Derrubamento	Sobrecarga [kN]/ [10m*10m]
1 a)	Real	-	-
2.1 a)	Real	-	4000*
2.2 a)	Real	-	4000**
3.1 a)	Real	1,00	-
3.2 a)	Real	1,30	-
4.1 a)	Real	1,00	-
4.2 a)	Real	1,30	-
1 b)	1/2	-	-
2.1 b)	1/2	-	4000*
2.2 b)	1/2	-	4000**
3.1 b)	1/2	1,00	-
3.2 b)	1/2	1,30	-
4.1 b)	1/2	1,00	-
4.2 b)	1/2	1,30	-

*Carga aplicada 4m afastados da face exterior do muro

** Carga aplicada a partir da face interior do muro

Assim os casos foram divididos em: 1, 2, 3 e 4. Os casos 2, 3 e 4 foram decompostos em 2.1 e 2.2, 3.1 e 3.2 e 4.1 e 4.2. Todos foram separados em casos a) e b).

A separação a) e b) diz respeito à geometria. Os casos a) foram analisados segundo a geometria original da estrutura. Para os casos b) tentou-se perceber as capacidades resistentes da mesma estrutura caso esta tivesse apenas metade da espessura.

Os casos 1 avaliaram a estabilidade da estrutura sem que esta fosse sujeita a qualquer sobrecarga.

Nos casos 2 a estrutura foi sujeita a uma sobrecarga de 4000 kN distribuídos por uma área de 10m × 10m. Sendo que no caso 2.1 a carga está afastada 4 metros do muro, no caso 2.2 a distribuição da carga inicia-se no limite da face exterior da construção.

Por fim, nos últimos dois casos, avaliou-se a capacidade resistente da estrutura a uma sobrecarga pontual (caso 3) e distribuída ao longo de 1 metro (caso 4), incidentes no topo do muro, para fatores de segurança (F.S.) igual a 1.0 e F.S. igual a 1.3.

A estrutura encontra-se edificada na localidade de Testeira no concelho de Vila Real, construída segundo as regras empíricas da arte, tem aproximadamente 3,5 metros de altura e uma largura da base de sensivelmente 130 centímetros.

Introduziram-se, no *software*, os parâmetros caracterizadores do terrapleno e do granito, Tabela 18. A delineação da secção geométrica a analisar, Tabela 19, seguiu o procedimento adotado aquando da análise ao MSAJS modelo.

Tabela 18 - Propriedades do Solo de aterro e MSAJS em escala real

Propriedades do Solo de Aterro:

Ângulo de atrito [°]	46,5
Peso volúmico [kN/m ³]	18
Altura terrapleno [m]	3,5

Propriedades do Muro:

Peso volúmico Granito [kN/m ³]	25,4
% vazios	13
Ângulo de atrito [°]	36
Plano deslizante [°]	2

Considerou-se o peso volúmico do granito igual ao determinado laboratorialmente para o material utilizado no MSAJS modelo. A percentagem de vazios da estrutura foi determinada por análise fotogramétrica das faces exterior e lateral da construção. Os parâmetros respeitantes ao solo de aterro foram considerados em função dos valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (Fernandes, 2006).

Tabela 19 - Dados referentes à geometria do MSAJS em escala real

Y [m]	X [m]	Espessura [m]
3,50	0,200	0,78
3,20	0,182	0,65
2,98	0,170	0,70
2,65	0,152	0,75
2,38	0,136	0,80
2,00	0,104	1,18
1,43	0,082	1,23
0,50	0,028	1,28
0,00	-0,050	1,30

De modo a compreender melhor o comportamento da estrutura, assim como os princípios básicos da arte, considerou-se a análise a uma segunda geometria derivada da original. Assim verificou-se a estabilidade interna a uma teórica estrutura com as mesmas características gerais, contudo, reduziu-se a espessura dos blocos a metade da largura original, Figura 32.

As conclusões da análise ao MSAJS em escala real e dos e dos restantes casos derivados da verificação inicial, serão expostas na secção 4.5. deste capítulo.

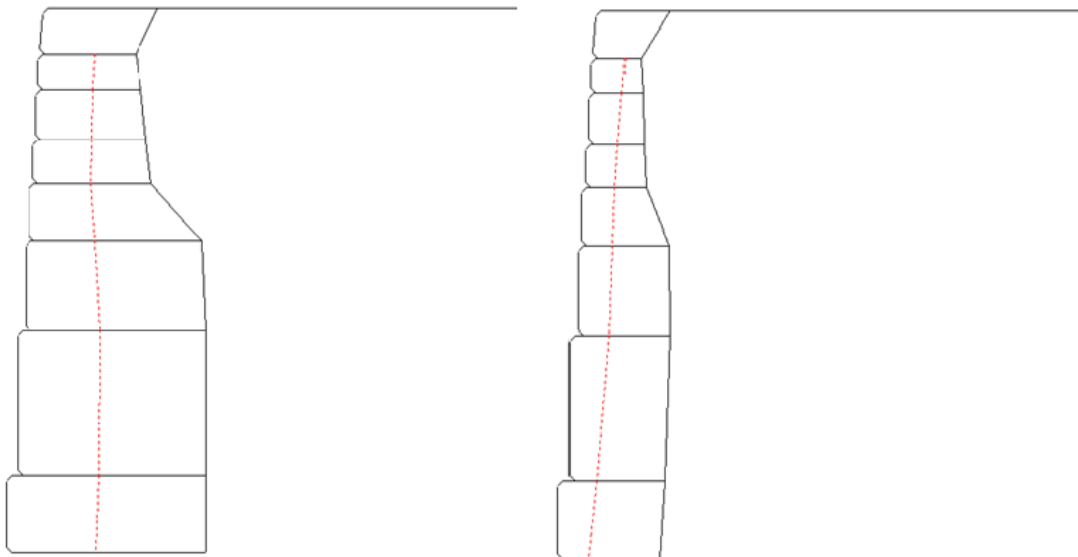


Figura 32 - Representação no *software* das duas geometrias analisadas quanto à estabilidade interna

4.5. Discussão da Análise de Resultados

Uma análise geral dos resultados obtidos tanto para o modelo em escala reduzida como para a verificação da estabilidade externa e interna do MSAJS em escala real, comprova as valências deste método construtivo e validam-no como uma alternativa viável à contenção de terras.

O MSAJS modelo em escala reduzida revelou-se extremamente importante ao validar os resultados do software *Line of Thrust* utilizado nas verificações das estabilidades internas dos MSAJS em escala real e reduzida, assim como na percepção da importância do conhecimento básico, por parte dos construtores deste tipo de estruturas, das regras gerais da arte.

Abaixo neste capítulo, expõem-se e discutem-se as observações, resultados e conclusões resultantes do decurso, tanto do ensaio laboratorial ao MSAJS modelo, assim como das verificações da estabilidade externa e interna do muro em escala real, do modelo em escala reduzida e de uma estrutura teórica derivada da geometria do primeiro.

4.5.1 Discussão da Análise do Comportamento e Estabilidade Interna do MSAJS

Modelo

Tendo por objetivo a análise e dimensionamento de MSAJS foi idealizado e construído um modelo em escala reduzida, modelo submetido a ensaio laboratorial e posteriormente analisado quanto à sua estabilidade interna. Assim, neste ponto resumem-se os já discutidos resultados das observações ao ensaio (ver subcapítulo 4.2.) e discute-se a análise da verificação à estabilidade interna efetuada ao MSAJS modelo.

A modelação do MSAJS foi introduzida no Capítulo 3, a análise do comportamento do modelo quando submetido ao ensaio foi apresentada na secção 4.2. deste capítulo e a verificação da sua estabilidade interna foi efetuada no subcapítulo 4.4.2.

Assim, foram construídos 3 modelos, dois dos quais, submetidos ao ensaio, o terceiro modelo manteve-se intacto e encontra-se disponível ao emprego de possíveis trabalhos futuros.

O primeiro modelo ensaiado, fruto do desconhecimento do equipamento hidráulico, não resultou em conclusões físicas, contudo, foi fundamental à aprendizagem do manuseamento da ferramenta utilizada para a basculação da célula. O segundo ensaio foi devidamente explicado no subtópico 4.2. e consistiu na inclinação e observação da estrutura em 3 escalões diferentes.

Em resumo, o ensaio iniciou com o modelo instalado na sua posição inicial, o experimento prosseguiu para os 1º e 2º escalões sem que se tenha verificado qualquer anomalia. Contudo,

assim que o modelo atingiu os 22 graus definidos para o 3º escalão, começaram a acontecer ocorrências merecedoras de destaque.

O primeiro evento merecedor de registo aconteceu 25 segundos após o modelo ter sido colocado na posição definida para o 3º escalão, volvidos outros 25 segundos verificou-se a rotura do modelo. A Tabela 20 resume os dados observados do segundo ensaio ao MSJAS modelo.

Tabela 20 - Observações ao segundo ensaio do MSAJS modelo

Tempo de ensaio decorrido (s)	Observações
25	Primeiros movimentos em pedras isoladas
30	Rotura total do solo de aterro
50-	Queda das primeiras pedras
50	Rotura do modelo

Com o intuito de se interpretar as observações surgidas do ensaio experimental procedeu-se, no subcapítulo 4.4.2. à análise interna do modelo para cada estágio do ensaio.

Confiando nos resultados obtidos por Chris Mundell para a aplicação do *software Line o Thrust* à análise interna de MSAJS (Mundell, 2009), decidiu-se a exploração do potencial do mesmo. Contudo, embora as características gerais do processo construtivo da arte apresentem semelhanças ao nível global, entendem-se as particularidades presentes na adaptação do método às várias regiões em que se faz uso do mesmo. Assente nesse facto, compreende-se a conveniência da validação do código desenvolvido por Mundell, ao método construtivo replicado nas estruturas abordadas neste documento.

Assim reproduziu-se, adaptado às funcionalidades do programa, o ensaio do MSAJS modelo no programa *Line of Thrust*. No final confrontaram-se os resultados da aplicação com aqueles observados aquando do ensaio. Da análise interna da estrutura surgiram os resultados apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 - Resumo dos resultados à verificação da estabilidade interna do MSAJS modelo

Escalão	F.S. Derrube	F.S. Deslizamento	Sobrecarga [kN]	Plano deslizante
0	4,51	5,00	-	0
1º	2,01	1,83	16,10	8º
2º a)	2,38	1,79	-	14º
2º b)	1,64	1,45	16,10	14º
3º a)	0,96	1,06	16,10	22º
3º b)	0,96	0,997	16,10	24º

Antes de um estudo mais aprofundado aos resultados, importa explicar a metodologia da análise. O ensaio do modelo foi escalonado em 3 passos denominados, respetivamente: 1º, 2º e 3º escalão. A posição inicial foi nomeada de escalão 0. Assim, visando a verificação da estabilidade interna, procedeu-se, recorrendo ao programa *Line of Thrust*, à análise da segurança da estrutura para 4 estágios do ensaio. Adicionalmente, efetuaram-se uma quinta e ainda uma sexta análise, resultantes da divisão dos segundo e terceiro escalões em duas abordagens distintas.

Inicialmente efetuou-se a verificação da estabilidade do modelo para a sua posição inicial, uma vez que o muro em escala reduzida não foi sujeito a qualquer carregamento, não se introduziu qualquer sobrecarga ao código do programa. Para tais condições, verificaram-se fatores de segurança de 4.51 para a avaliação da segurança ao derrube e de 5.00 para a avaliação ao deslizamento.

No primeiro escalão o modelo foi sujeito a uma lenta rotação do seu paramento até este atingir uma vertente de 8º. Assim adaptou-se, no *software*, a geometria do muro para que esta apresentasse um pano de parede inclinado no declive a que o modelo foi sujeito. Ainda no programa, definiu-se um plano deslizante de 8 graus. Tendo em conta que, aquando da modelação do muro em escala reduzida, foram criadas condições de fronteira capazes de reduzir o atrito na interface solo/célula, considerou-se o deslizamento do solo de aterro contra o muro e por conseguinte uma imposição dessa ação de uma sobrecarga igual à do peso do terraplano. Nestas circunstâncias, os F.S. viram os seus resultados decrescer para 2.01, no que diz respeito à avaliação da segurança ao derrube, para a avaliação ao deslizamento o F.S. calculado foi de 1.83.

Para o segundo escalão, repetiu-se o processo de adaptação da geometria e das condições do ensaio ao programa. Feitos os ajustes, e com o intuito de se perceber o significado da anterior consideração da ação do peso do terraplano sobre o muro, inicialmente, procedeu-se à verificação da estabilidade da estrutura, sem que esta seja sujeita a qualquer sobrecarga. Uma segunda análise, foi executada considerando tal sobrecarga. Na condição descrita da primeira análise, resultaram F.S. de 2.38 para o derrube e de 1.79 para o deslizamento. Considerados os efeitos da sobrecarga, o F.S. diminuiu para 1.64, no que lhe concerne, o F.S. ao deslizamento viu-se encurtado para 1.45.

Finalmente, converteram-se os dados da geometria do muro de modo que o paramento verificasse um declive de 22 graus, o plano deslizante foi configurado para o mesmo ângulo. Importa referir que, aquando do ensaio laboratorial, esta foi a inclinação para a qual se verificou o colapso da estrutura. Durante as observações ao experimento, verificaram-se os dois modos de rotura, isto é, inicialmente verificou-se um ligeiro deslizamento da estrutura, que viria a colapsar por derrube apenas alguns segundos adiante. Prosseguindo com a verificação da estabilidade interna, os resultados corroboraram o colapso da estrutura para as condições em que se procedeu ao ensaio. Segundo a análise, o motivo do colapso foi o derrube, tendo o

F.S ao deslizamento resultado também num valor muito próximo da insegurança, a saber, F.S. igual a 1.06.

Consideram-se os resultados da verificação da estabilidade interna, aos vários estágios do ensaio laboratorial, suficientes para validar o código do programa usado na análise. Comparadas as conclusões retiradas da verificação da estabilidade com as observações efetuadas ao ensaio laboratorial, verificou-se o colapso da estrutura para os mesmo ângulo de inclinação do paramento. Ainda assim, o F.S ao deslizamento resultou ligeiramente superior à unidade.

Realizou-se, então, uma última análise de modo a averiguar o ângulo do plano deslizante para o qual se verificasse a rotura pelos dois modos. Desta última observação resultou um ângulo de 24 graus. Atendendo a que o F.S ao deslizamento se mostrou próximo da unidade na análise anterior, era de prever que, tal como se verificou, o ângulo não sofresse um grande incremento.

Importa ainda indicar que nesta última análise, apenas se modificou o plano deslizante, tendo se mantido a geometria configurada para a análise anterior.

4.5.2 Discussão da Verificação das Estabilidades Externa e Interna do MSAJS em Escala Real

O objeto de estudo desta dissertação é a análise e dimensionamento de MSAJS, tendo isso em foco procedeu-se à verificação da estabilidade externa de um MSAJS em escala real e às verificações das estabilidades internas do MSAJS modelo em escala reduzida e do MSAJS em escala real. Neste ponto discutem-se os resultados das observações das análises efetuadas ao MSAJS em escala real.

A seção 4.3. deste documento introduziu a estrutura analisada assim como toda o formulário necessário à verificação da estabilidade externa de muros gravidade pelo método dos coeficientes parciais. Na página seguinte, encontra-se a Tabela 22 que expõem todos os dados resultantes da marcha de cálculo apresentada no subcapítulo 4.3., elementos necessários para a avaliação da segurança ao deslizamento e ao derrube.

Segundo os Eurocódigos a condição da verificação de segurança implica que o valor de cálculo do efeito das ações desestabilizadoras seja menor que o das ações favoráveis. Assim, verificaram-se as seguranças ao deslizamento pela base e ao derrube para as abordagens de cálculo DA1-1 e DA1-2.

O cálculo do efeito das ações estabilizadoras ao deslizamento pela base resultou numa carga tangencial à base de 60,95 kN. Por seu turno, a componente das ações desfavoráveis apresentou um valor de 20,25 kN para a abordagem de cálculo DA1-1 e de 15 kN para a abordagem DA1-2.

No que diz respeito à verificação da segurança ao derrube, determinaram-se os momentos resultantes das ações desestabilizadoras para as abordagens DA1-1 e DA1-2, assim como o momento das ações favoráveis. Os resultados indicaram um momento estabilizador de 29,05 kNm que se opõem aos 23,62 kNm do momento calculado para as ações desfavoráveis pela abordagem DA1-1 assim como aos 17,5 kNm obtidos pela abordagem DA1-2.

Tabela 22 - Verificações da estabilidade ao deslizamento e ao derrube

	Deslizamento		Derrube	
	DA1-1	DA1-2	DA1-1	DA1-2
w_A	5,8 kN	5,8 kN	w_A	5,8 kN
x_A	-0,33 m	-0,33 m	x_A	-0,33 m
w_B	61,84 kN	61,84 kN	w_B	61,84 kN
x_B	0,12 m	0,12 m	x_B	0,12 m
w_C	13,53 kN	13,53 kN	w_C	13,53 kN
x_C	0,63 m	0,63 m	x_C	0,63 m
Φ_d	46,5 °	40,13 °	Φ_d	46,5 °
K_a	0,23	0,27	K_a	0,23
$I_{a,t}$	25,22 kN	29,66 kN	$I_{a,t}$	25,22 kN
$x_{I_{a,t}}$	0,75 m	0,75 m	$x_{I_{a,t}}$	0,75 m
$y_{I_{a,t}}$	1,17 m	1,17 m	$y_{I_{a,t}}$	1,17 m
$I_{a,s}$	0 kN	0 kN	$I_{a,s}$	0 kN
$x_{I_{a,s}}$	0,75 m	0,75 m	$x_{I_{a,s}}$	0,75 m
$y_{I_{a,s}}$	1,75 m	1,75 m	$y_{I_{a,s}}$	1,75 m
H	20,25 kN	15 kN	M_d	23,62 kNm
T	60,95 kN	60,95 kN	M_e	29,05 kNm
N	101,44 kN	101,44 kN	$M_d \leq M_e$	Sim
$H \leq T$	Sim	Sim	F.S.	1,23
F.S.	3,01	4,06		1,66

Por fim, calcularam-se os coeficientes globais de segurança. Da Análise ao deslizamento resultaram, F.S. igual a 3 para a abordagem DA1-1 e F.S. igual a 4 para abordagem DA1-2. O F.S. ao derrube mostrou-se relativamente inferior ao verificado para o deslizamento, para a abordagem DA1-1 o fator calculado é igual a 1,23, para o caso DA1-2 resultou F.S igual a 1,66.

Assim, a análise da estabilidade externa ao MSAJS em escala real, verifica a segurança da estrutura tanto ao deslizamento como ao derrube, quer para a abordagem de cálculo DA1-1 como quer para a abordagem DA1-2. Para o caso da verificação ao deslizamento pela base, os fatores de segurança apresentaram resultados de considerável ordem de grandeza, tal facto deverá ser resultado do elevado peso associado a este tipo de estruturas.

Para completar o estudo da verificação da estabilidade do MSAJS em escala real procedeu-se à análise da estabilidade interna do mesmo.

Referido anteriormente, realizaram-se 14 casos derivados do estudo original, análise que pretendia avaliar a estabilidade da estrutura sem que esta seja submetida a qualquer sobrecarga. A diferenciação dos casos foi explicada no subcapítulo 4.4.3. e está resumida na Tabela 17 da mesma secção.

Assim, inicialmente [*caso 1 a*)] realizou-se a verificação da estabilidade da estrutura na sua configuração real sem a aplicação de qualquer sobrecarga. Os fatores de segurança verificados foram de 5.43 para a avaliação à segurança ao derrube e de 4.55 para a avaliação ao deslizamento. Confirmados os F.S. de elevada ordem de grandeza tentou-se perceber como a construção reagiria à aplicação de uma sobrecarga.

Deliberou-se, então [*caso 2.1 a*)], a aplicação de uma sobrecarga de 4000 kN distribuída por 10m × 10m, com a sua distribuição a começar 4 metros afastada do limite exterior da estrutura. Alcançaram-se resultados muito idênticos aos apurados no caso anterior. O F.S. ao derrubamento sofreu um decréscimo de 3 centésimos, por sua vez, o F.S. ao deslizamento viu a sua cotação reduzida em 4 centésimos. Os resultados indicam uma influência, da carga, praticamente nula no que diz respeito à estabilidade interna da estrutura.

Apurada a condição anterior, aproximou-se a sobrecarga da estrutura [*caso 2.2 a*)]. Esta, agora, inicia a sua distribuição a partir do limite da face interior do muro. Constatou-se uma redução dos F.S ao derrube e ao deslizamento de 5.40 e 4.51 para 5.15 e 4.24 respetivamente. Ainda assim, os F.S. continuam numa ordem de grandeza de considerável segurança sendo que a aplicação da carga junto do muro apenas condiciona os fatores, na devida ordem, em 4,7% e 6,1% para as avaliações ao derrube e deslizamento.

Comprovada a forte capacidade resistente da estrutura, considerou-se a análise à capacidade desta quando sujeita à aplicação de uma carga distribuída ao longo do topo da sua secção transversal. Efetuaram-se duas abordagens distintas. Inicialmente tentou-se perceber a capacidade resistente da construção considerando um F.S ao derrube de 1.0 [*caso 3.1 a*)]. Na segunda abordagem teve-se em conta um F.S. de 1.3 [*caso 3.2 a*)]. Os resultados mostraram uma capacidade resistente da estrutura à aplicação de uma carga de 325 kN para F.S. igual a 1.0. Contudo, quando considerado um F.S. igual a 1.3, a capacidade da estrutura cai para 195 kN, o que representa um decréscimo de 40% quando comparado com o resultado verificado para o F.S minorado.

Para finalizar este primeiro esquema de observações, readaptaram-se os dois casos anteriores. Desta feita, a sobrecarga além da distribuição ao longo da secção transversal do topo da estrutura, foi também lançada ao largo de 1 metro da secção longitudinal do muro. Para um F.S. igual à unidade verificou-se uma capacidade resistente de 615 kN [*caso 4.1 a*)], quando o fator é incrementado 3 décimos, a capacidade revela uma depressão de 261 kN [*caso 4.2 a*)].

Estes resultados quase duplicam quando comparados com os alcançados para os casos em que a carga foi distribuída em apenas uma direção, sendo mais preciso, o F.S. ao derrube revelou-se 1,89 vezes superior para F.S. igual a 1.0 e 1,82 vezes maior que o observado para F.S. igual a 1.3.

A primeira parte desta análise revela a forte capacidade resistente da estrutura. A aplicação de uma sobrecarga de 4000 kN distribuída por uma área de 100 m² praticamente não interfere com a estabilidade do muro. Reduzindo a área de influência da sobrecarga a 0,78 m², a estrutura mostra-se capaz de suportar, para um F.S. de 1.3, uma sobrecarga de 354 kN. Por fim se se limitar a aplicação da carga à dimensão do topo da seção transversal do muro, a estrutura revela-se eficaz, com um F.S. de 1.3, para uma sobrecarga de 195 kN.

Interpretando os resultados, poder-se-á concluir a existência de um sobredimensionamento deste tipo de estruturas. Assente nesta conclusão, achou-se pertinente quantificar esse superdimensionamento. Dessarte, procedeu-se à análise de todos os casos anteriores, agora, considerando uma teórica construção com a dimensão da sua espessura reduzida a metade.

Analisando a nova estrutura, esta revelou, respetivamente, F.S. ao derrube e ao deslizamento de 1,86 e 2,89 [*caso 1 b*]. Quando sujeita à sobrecarga de 4000 kN distribuída por 100 m² [*caso 2.1 b*], a teórica construção manteve a tendência verificada na análise do muro real. Os F.S. ao derrube e ao deslizamento viram-se diminuídos em 1 centésimo, para o caso da aplicação da sobrecarga 4 metros afastada da estrutura. Aproximado o carregamento do muro [*caso 2.2 b*], os F.S. desceram ligeiramente para valores na ordem de 1,80 e 2,70 para as verificações ao derrube e ao deslizamento.

Quando sujeita à aplicação de uma sobrecarga limitada à largura do topo da seção transversal, a nova estrutura revelou, com F.S. ao derrube de 1.3 [*caso 3.2 b*], a capacidade de albergar um carregamento de 17,10 kN. Distribuída a sobrecarga ao decorrer de 1 metro do topo da seção longitudinal do muro [*caso 4.2 b*], a estrutura mostrou-se capaz de sustentar, com F.S. igual a 1.3, uma sobrecarga de 26,40 kN. Os resultados obtidos para as análises aos *casos 3.1b* e *4.1b*), assim como um resumo geral aos restantes casos, encontram-se na Tabela 23.

Fruto deste novo exercício, resultaram conclusões que corroboram a ideia da existência de um sobredimensionamento associado a esta arte construtiva. A nova estrutura apresentou F.S. com ordens de grandeza de aceitável confiança.

Comparam-se, agora, os resultados observados para as duas geometrias. Quando sujeitas à sobrecarga de 4000 kN [*casos 2*], verifica-se que o F.S. ao derrube é cerca de 2,9 vezes superior no caso da primeira geometria analisada. No caso do F.S. ao deslizamento este é cerca de 1,6 vezes superior, uma vez mais para a geometria de maior dimensão. Os resultados observados

para os casos em que não se submeteram as estruturas a qualquer sobrecarga [casos 1], apresentam razões na mesma ordem de grandeza que os notados para os casos sujeitos à sobrecarga.

Tabela 23 - Resumo dos resultados à verificação da estabilidade interna dos 14 casos de estudo

Caso	Sobrecarga [kN]	Distribuição da Sobrecarga	F.S. Derrubamento	F.S. Deslizamento
1 a)	-	-	5,43	4,55
2.1 a)	4000	10 m * 10 m	5,40	4,51
2.2 a)	4000	10 m * 10 m	5,15	4,24
3.1 a)	325	0,78 m	1,00	1,67
3.2 a)	195	0,78 m	1,30	2,07
4.1 a)	615	0,78 m * 1,00 m	1,00	1,55
4.2 a)	354	0,78 m * 1,00 m	1,30	1,95
1 b)	-	-	1,86	2,89
2.1 b)	4000	10 m * 10 m	1,85	2,88
2.2 b)	4000	10 m * 10 m	1,80	2,74
3.1 b)	37	0,50 m	1,00	2,20
3.2 b)	17,1	0,50 m	1,30	2,50
4.1 b)	57,5	0,50 m * 1,00 m	1,00	2,16
4.2 b)	26,4	0,50 m * 1,00 m	1,30	2,48

Por fim, nos casos em que se procedeu à avaliação da capacidade resistente das estruturas para um F.S ao derrube de 1.3, verificou-se um decréscimo desta capacidade, para estrutura de menor espessura, de 11,4 vezes para os casos em que se submeteu as estruturas a uma sobrecarga distribuída ao longo do topo das suas secções transversais [casos 3.2]. Por outro lado, nos casos em que se distribuiu a sobrecarga 1 metro ao correr do topo da secção longitudinal [casos 4.2], a capacidade resistente revelou-se 13,4 vezes menor para a estrutura de menor envergadura.

Capítulo 5 - Conclusões e Trabalho Futuro

Capítulo 5 - Conclusões e Trabalho Futuro

Capítulo 5 - Conclusões e Trabalho Futuro

O elevado número de muros de suporte em alvenaria de junta seca existentes no país, com especial enfoque na região do alto douro vinhateiro, são por si só uma garantia da viabilidade destas estruturas. Ainda assim, a carência de regulamentação que acredite a técnica, coloca alguns entraves ao seu emprego por projetistas menos experimentados.

Assim, esta dissertação ambicionou coletar a informação disponível no meio académico como os conhecimentos empíricos e juntar-lhes uma componente científica. Tendo em foco a justificação da garantia de estabilidade oferecida por estas estruturas. O objetivo primordial desta dissertação, pretendeu estudar o comportamento estrutural de muros de junta seca com especial interesse para os muros em a alvenaria de granito. Sendo os principais enfoques do estudo:

- A análise e observação de um muro de suporte em alvenaria de junta seca modelo em escala reduzida, quando sujeito aos modos de rotura frequentes destas estruturas.
- A análise da estabilidade de MSAJS segundo o método dos estados limites consagrados nas normas europeias de dimensionamento de obras de engenharia civil.
- Combinação dos objetivos anteriores para uma melhor compreensão do comportamento estrutural dos MSAJS, assim como os critérios relevantes a considerar no seu dimensionamento.

Do ensaio ao modelo de dimensões reduzidas conclui-se a importância do bom e adequado aparelho e travamento de todas as pedras, não só para garantir a estabilidade interna da estrutura, mas também para obtenção de um comportamento monolítico, estado mais simples no que à análise da estabilidade interna diz respeito.

A modelação de um modelo revelou-se ainda de grande importância ao permitir confrontar resultados físicos com aqueles obtidos pela ferramenta de cálculo *Line of Thrust*, utilizada para a verificação da estabilidade interna.

A análise, pelo *software*, ao MSAJS modelado e ensaiado no Laboratório de Modelos Experimentais da Universidade da Beira Interior, indicou a rotura da estrutura para uma rotação do muro de 22 graus, ângulo que coincide com aquele para o qual se observou o colapso do modelo ensaiado. Este resultado permite acreditar nas capacidades do programa para a análise

de estruturas edificadas segundo as regras empíricas adotadas no levantamento do modelo em escala reduzida.

Da verificação à estabilidade externa, concluiu-se que a geometria do muro em escala real analisado no decurso desta dissertação apresenta fatores de segurança ao deslizamento pela base de elevada grandeza e segurança de grandeza aceitável ao derrube.

Após a validação do *software Line of Thrust* como uma solução credível à verificação da estabilidade interna das estruturas em foco neste estudo, procedeu-se à análise da estabilidade de um muro em escala real. Os fatores de segurança de enorme grandeza obtidos dessa análise indicaram um possível sobredimensionamento associado ao processo construtivo destas estruturas.

Sendo que a estrutura foi edificada segundo as recomendações usuais para este tipo de edificações, aprez-se concluir que os resultados obtidos no decorrer deste trabalho, se replicam a outras estruturas que cumpram as recomendações empíricas da arte. Ainda assim, importa ressaltar, que as verificações efetuadas foram executadas para condições estáticas, não considerando a imposição nas estruturas de ações dinâmicas.

As conclusões apresentadas são válidas apenas para o caso de MSAJS de granito, por isso não podem ser generalizadas para outras situações nem para diferentes materiais.

Dado o conhecimento obtido a partir dos registos de observação e análises, e a existência de uma instalação experimental desenvolvida para ensaiar paredes em modelo semi-reduzido, o estudo apresentado na presente dissertação está agora em condições de prosseguir. Assim, são formuladas algumas sugestões e orientações breves para investigações futuras na expectativa de virem a ser desenvolvidas com resultados frutuoso:

- Repetir o ensaio do MSAJS modelo de modo a mapear e avaliar a variabilidade dos incrementos da deflexão lateral nas sucessivas secções do muro.
- Desenvolver os modelos de cálculo atuais, em particular os de análise da estabilidade interna, de modo a considerar o deslocamento relativo (interação entre o peso da estrutura geotécnica e o impulso) nas diversas secções do muro.

Bibliografia

Villemus, B. (2004). *Etude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres seches*.

L'Institut National des Sciences Appliquees de Lyon. Lyon

Frauvette, N. (2006). *Formas de armação do terreno no Alto Douro Vinhateiro: proteção e gestão da paisagem*. Porto

Coste, P. e Martel, P. (1986). *Pierres sèches en provence*. Mane, Alpes de Lumières.

Burgoyne, J. (1853). *Revetments or retaining walls*. *Corps of royal engineers*, vol. 3, pp. 154-159

Colas, A., Morel, J. e Garnier, D. (2008). *Yield design of dry-stone masonry retaining structures-comparisons with analytical, numerical, and experimental data*. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 32, pp. 1817-1832

Constable, C. (1875). *Retaining walls-an attempt to reconcile theory with practice*. *American society of civil engineers*, vol. 3, pp. 67-75, 1875

Mundell, C. (2009). *Large Scale Testing of Drystone Retaining Structures*. University of Bath. Bath

Dickens, J. e Walker, P. (1996). *Use of distinct element model to simulate behaviour of drystone walls*. *Structural engineering review*, vol. 8, no. 2/3, pp. 187-199

CME e SAB (2001). *Proterra: Pour une nouvelle valorisation des terrasses de culture*. Avignon. Laffont

CAPEB, (2008). *Pierre Seche guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement*. ENTPE

Fernandes, M. (2015). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. 2ª ed. Volume 2. Edições FEUP. Porto

LEVILLAIN, J.P. (2002). *Murs de soutènement en maçonnerie. Gestion et réparation des ouvrages de soutènement*. Paris

Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. volume 1. Edições FEUP. Porto

NP EN 1997 (2010). Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico. Instituto Português da Qualidade, Ministério da Indústria e Energia. Lisboa

Silva, G. (2013). *Muros de xisto reconstruídos no Douro custam 125 milhões* [Versão eletrónica]. Diário de Notícias. Acedido em 5 de janeiro de 2018, em:
<https://www.dn.pt/portugal/norte/interior/muros-de-xisto-reconstruidos-no-douro-custam-125-milhoes-3039575.html>

Anexos

- I. Dimensionamento da Plataforma Basculante.

Anexo I

- Dimensionamento da Plataforma Basculante.

O projeto da estrutura, representado esquematicamente no fluxograma da Figura 33 assenta em quatro pontos fundamentais. A conceção da estrutura, a definição das solicitações, o redimensionamento e a verificação de segurança.

Assim, inicia-se o processo arbitrando um tipo de estrutura e respetiva geometria, tendo em consideração o fim a que se propõe, os materiais e recursos disponíveis. Delineada a conceção da estrutura, definem-se as ações, para o caso, de serviço e acidentais. Antes da verificação da segurança, estabelece-se a dimensão dos elementos estruturais. Por fim determina-se a resposta da estrutura à solicitação e avalia-se a segurança em relação à rotura, isto é, a capacidade de carga e deformação excessiva.

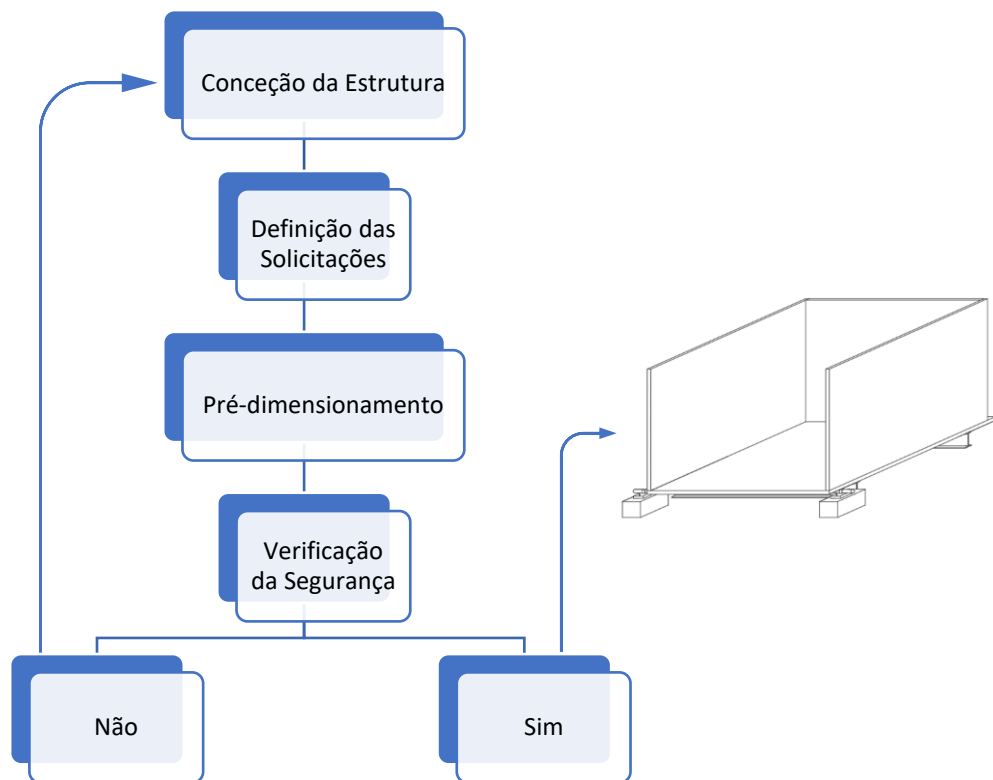
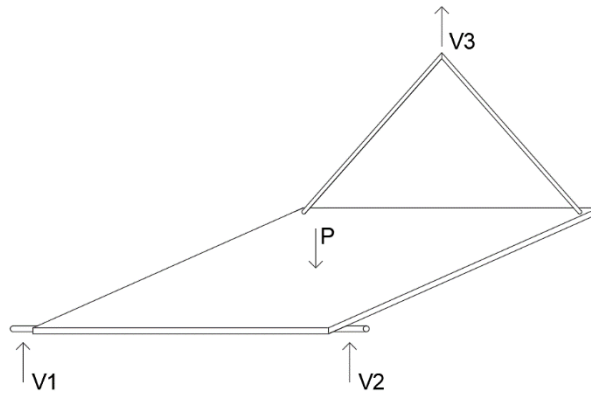


Figura 33- representação esquemática do projeto da estrutura

Características dos materiais:

- Aço:

- $G_t \cong 80 \text{ GPa}$
- $E_l \cong 210 \text{ GPa}$
- $\sigma_t = 360 \text{ MPa}$
- $G_a = 7.860 \text{ t/m}^3$
- $\tau_{cedência} = 135 \text{ MPa}$



- Ferro:

- $\sigma_{t \text{ ult}} = 170 \text{ MPa}$
- $G_f = 7.200 \text{ t/m}^3$
- $\sigma_{calc} = 650 \text{ MPa}$
- $\tau_{ult} = 240 \text{ MPa}$
- $E_a = 70 \text{ GPa}$
- $E_t = 70 \text{ GPa}$

- Madeira

- $\sigma_{t \text{ ult}} = 1100 \text{ MPa}$
- $G_m = 0.55 \text{ t/m}^3$
- $\sigma_{calc} = 450 \text{ MPa}$
- $\tau_{ult} = 15 \text{ MPa}$
- $E_a = 12 \text{ GPa}$

- Areia fina seca

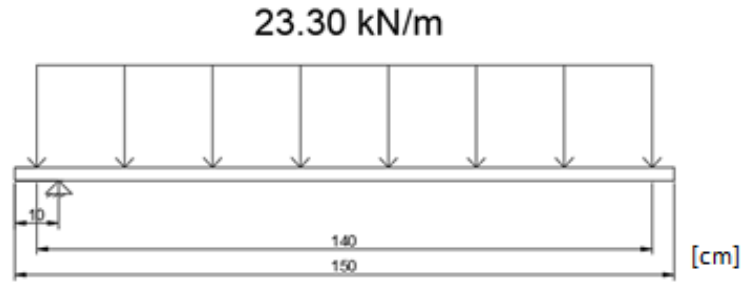
- $\gamma_d \cong 1.8 \text{ t/m}^3$

- Alvenaria de pedra seca

- $\gamma_d \cong 1.8 \text{ t/m}^3$

$$\begin{aligned}
 P &= P_{chapa \text{ metálica}} + P_{madeira} + P_{areia+alvenaria} + P_{I+U} \cong \\
 &\cong 0.03 * 1.5 * 1.5 * 7.2 + (0.03 * 1.5 * 1.0 * 0.55) * 3 + 1.5 * 1.5 * 1.0 * 1.8 \\
 &\quad + [2 * 1.5 * 8.0 + (2 * 1.5 * 3.0 + 4 * 1.0 * 3.0)] = 4.66 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$q = \frac{P}{A} = \frac{4.66 * 1000 * 9.81 * 10^{-3}}{(1.5 - 0.1) * (1.5 - 0.1)} = 23.30 \text{ kPa}$$



$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow [V_1 + V_2] + V_3 = 45.67 \text{ kN} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{Ap} = 0 \Rightarrow 1.35 * V_3 &= \frac{1.35}{2} * (1.35 * 23.30 * 1.40) - \frac{0.05}{2} * (0.05 * 23.30 * 1.40) \Rightarrow \\ \Rightarrow V_3 &= 21.99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Substituindo V_3 em (1):

$$[V_1 + V_2] + 21.99 = 45.67 \text{ kN} \Rightarrow [V_1 + V_2] = 23.67 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow 1.53 * V_2 = 0.765 * (45.67 - 21.99) \Rightarrow V_2 = 11.835 \text{ kN}$$

$$[V_1 + V_2] + 21.99 \Rightarrow V_1 = 11.835 \text{ kN}$$

Esforço no cabo

$$\tan \alpha = \frac{2}{0.7} \Rightarrow \alpha = 70^\circ 71'$$

$$\sin \alpha = \frac{11}{N} \Rightarrow N = 11.7 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha = \frac{11}{H} \Rightarrow H = 3.85 \text{ kN}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult}}{F.S} = \frac{300}{2.0} = 150 \text{ MPa}$$

$$\text{Para } N \cong 12 \text{ kN} \Rightarrow 150 * 10^3 = \frac{12}{A_{min}} \Leftrightarrow A_{min} = \frac{12}{150 * 10^3} = 8 * 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow d \geq 0.01 \text{ m} \Rightarrow d = 10.1 \text{ mm}$$

Esmagamento da chapa pelo cabo (supondo $\Phi 12$)

$$\sigma_{c,ult} = 650 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{e,adm} \approx \frac{1}{4} \sigma_{c,ult} = \frac{650}{4} = 162.5 \text{ MPa}$$

$$162.5 = \frac{H}{t * d} \Leftrightarrow 162.5 * 10^3 = \frac{3.85}{t * \frac{12}{1000}} \Leftrightarrow t \geq 1.97 * 10^{-3} m$$

Chapa tem 30 mm, verifica

Esforço na chapa:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M}{w_f}, w_f = \frac{bh^2}{6}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{7.425}{\frac{1.35 * h^2}{6}} \Leftrightarrow 170 = \frac{7.425}{\frac{1.35 * h^2}{6}} \Leftrightarrow h \geq 13.9 \text{ mm} \rightarrow \text{verifica}$$

Apoios em chumaceira com rolamento

- Resistência da chumaceira

$$11.835 \text{ kN} = 1206.4 \text{ kg}$$

- Determinação do Φ do veio, com F.S = 3.0

$$\tau_{m\acute{e}d} = \frac{P}{A} = \frac{11.835}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

$$\frac{\tau_{\acute{u}lt}}{F.S} = \frac{300 * 10^{-3}}{3} = 100 * 10^{-3}$$

$$\frac{\tau_{\acute{u}lt}}{F.S} = \tau_{m\acute{e}d} \Leftrightarrow 100 * 10^{-3} = \frac{11.835}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

$$d \geq 12.3 \text{ mm}$$

1º) Esforço de compressão de cálculo

$$F_{c,sd} = N * \gamma_G = 13.79 * 1.0 = 13.79 \text{ kN}$$

2º) Resistência à compressão de cálculo

$$F_{c,Rd} = f_{cd} * A_{c_0} * K$$

Onde:

$$A_{c_0} = b_{eff} * l_{eff}$$

$$K = \sqrt{\frac{A_{c_1}}{A_{c_0}}}$$

$$F_{c,Rd} \leq 3 * f_{cd} * A_{c_0}$$

Para Betão C_{12/15} ($\gamma_{M,bet\tilde{a}o} = 1.5$)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,bet\tilde{a}o}} = \frac{12}{1.5} = 8 \text{ MPa} = 8000 \text{ kPa} \Rightarrow F_{c,Rd} \leq 3 * 8 * 0.00581 = 0.139 \text{ MN} (139.4 \text{ KN})$$