

APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL A CORTINAS DE ESTACAS E BETÃO PROJECTADO

MIGUEL ARTUR DOS SANTOS MATOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JANEIRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu Avô

Bom mesmo é ir à luta com determinação, abraçar a vida e viver com paixão, perder com classe e vencer com ousadia, pois o triunfo pertence a quem mais se atreve. E a vida é muito para ser insignificante.

Charlie Chaplin

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que contribuíram para a elaboração deste trabalho, em especial:

- Ao Professor Doutor Topa Gomes, orientador desta dissertação, por ter contribuído com o seu conhecimento, pelo apoio e constante disponibilidade e motivação que evidenciou ao longo do desenvolvimento deste projecto.
- Á minha família, que me compreende e ajuda em todas as fases da minha vida e que teve e tem uma grande contribuição na minha formação como homem. Em especial ao meu Pai, que me ajudou nesta dissertação quando mais precisei.
- Aos meus amigos, que estão sempre preparados para os momentos de diversão, mas que não falham nos momentos de maior aperto, tanto pessoal como no trabalho. Um agradecimento especial ao Eng. Daniel Castro e ao Eng. Miguel Amaral.
- A todos os colegas que me acompanharam e apoiaram durante a trabalhosa realização deste projecto.
- Ao Eng. Carneiro de Sousa, do departamento de orçamentação da Soares da Costa, que me forneceu os dados relativos à orçamentação de cortinas de estacas.

RESUMO

O trabalho aqui apresentado analisa o Método de Escavação Sequencial a Cortinas de Estacas e Betão Projectado.

A aplicação deste método à execução de escavações de grande desenvolvimento para a construção de vias enterradas, ferroviárias ou rodoviárias, foi o primeiro motivo para o desenvolvimento deste estudo. No entanto o método pode aplicar-se a qualquer outra escavação, apenas limitado pelas características do terreno.

Neste estudo propõe-se a análise de uma solução para escavação de uma trincheira com 12 m de largura e 10 m de altura, em que as superfícies laterais da contenção são suportadas por estacas com 18 m, escoradas superiormente por vigas de betão que atravessam a trincheira. Estes pórticos têm afastamento variável de 6 m a 12 m ao longo da trincheira, sendo o solo contido lateralmente entre estacas por uma parede de betão projectado em arco.

Tratando-se de uma solução com previsíveis vantagens, são analisadas as variações de algumas grandezas e a possível influência das mesmas no desempenho da solução imposta.

Este trabalho começa por apresentar diversos métodos, correntemente aplicados para a execução de escavações em solo, as suas limitações, vantagens e desvantagens, assim como as utilizações mais correntes em que são usadas. Analisa com um pouco mais de detalhe a execução de cortinas de estacas e o método de escavação sequencial.

Seguidamente é definido modelo que vai servir ao estudo, caracterizando-se dimensional e fisicamente os contornos e as características dos materiais envolvidos. Nesta fase analisam-se os diversos tipos de esforços e tensões que se vão instalar nos vários componentes em estudo, mas também as deformações da estrutura e maciço suportado.

É realizado um estudo paramétrico, utilizando o Método dos Elementos Finitos, em que se analisou a influência da variação dos seguintes parâmetros: Curvatura da Parede de Betão Projectado; Vão Entre Estacas; Diâmetro das Estacas; Coesão Efectiva do Terreno; Módulo de Elasticidade; Profundidade do Estrato Rígido.

Como sinopse de todo o trabalho realizado, apresenta-se um estudo económico, reflectindo prazos e custos, que evidencia as vantagens da utilização do método construtivo estudado.

PALAVRAS CHAVE: Cortina de Betão Projectado Parabólica, Trincheira, Método de Escavação Sequencial, Escavação, Estudo Paramétrico.

ABSTRACT

This work aims to be a contribution for a better knowledge of the Sequential Excavation Method for Shotcrete Walls Supported by Piles. It focus on the construction of trenches for underground traffic ways, either railroad or roads. This constructive process consist primarily on executing cross-cut reinforced concrete frames, at spaces ranging from 6 m to 12 m. Using these elements as support, the following steps consist on excavating and building a Shotcrete wall. This wall should describe a small arc, in other to avoid flexural stresses.

To establish a solid startup, several excavation methods are reviewed. For each, the main advantages and limitations are discussed. Special attention is paid to the methods concerning sequential excavation steps, taking benefit of the soil strength by means of the arching effect.

An extensive parametric study is conducted in order to assess the effect of multiple relevant variables, such as the radius of the shotcrete wall, the distance between frames, the frame stiffness, the soil stiffness and effective cohesion and the rigid layer depth.

A final economical analysis unveils the great gain, not only in terms of total cost but also consequence of the reduction of the execution time.

KEYWORDS: Parabolic Shotcrete Walls, Trench, Sequential Excavation Method, Excavation, Parametric Study.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO.....	VII
ABSTRACT	IX
ÍNDICE GERAL	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
ÍNDICE DE QUADROS	XIX
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. DESCRIÇÃO INTRODUTÓRIA	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2. ALGUNS EXEMPLOS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLÉXIVEIS	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. CONTENÇÕES EXISTENTES PARA OBRAS EM LINHA EM FRENTE URBANA	3
2.2.1. CORTINAS TIPO BERLIM.....	4
2.2.2. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA.....	5
2.2.3. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS.....	7
2.2.3.1. Cortinas de Estacas Secantes.....	7
2.2.3.2. Cortinas de Estacas Tangentes.....	8
2.2.3.3. Cortinas de Estacas Afastadas	9
2.2.4. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO.....	12
2.3. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DE ESTABILIZAÇÃO DE CONTENÇÕES VERTICAIS.....	14
2.3.1. AS ANCORAGENS	14
2.3.2. VIGA DE COROAMENTO	15
2.3.3. VIGA DE SOLIDARIZAÇÃO INTERMÉDIA	15
2.3.4. O ESCORAMENTO	16
2.4. VANTAGENS DA UTILIZAÇÃO DE CORTINAS DE ESTACAS	17

2.5. MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL..... 18

3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO BASE.....21

3.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO BASE..... 21

3.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 21

3.1.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS 22

3.1.2.1 Solo..... 22

3.1.2.2 Elementos Estruturais 23

3.1.3. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS ADOPTADA 24

3.1.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO..... 27

3.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO CÁLCULO BASE..... 29

3.2.1. APRESENTAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 29

3.2.2. DEFORMAÇÃO AO LONGO DAS VÁRIAS FASES DE CÁLCULO 31

3.2.3. APRESENTAÇÃO DAS TENSÕES VERIFICADAS NO MODELO 36

3.2.4. APRESENTAÇÃO DAS PLASTIFICAÇÕES VERIFICADAS NO MODELO 39

3.2.5. APRESENTAÇÃO DOS ESFORÇOS VERIFICADOS NO MODELO 40

3.2.5.1. Esforços na estaca 40

3.2.5.2. Esforços no centro da contenção de betão projectado..... 42

3.2.5.3. Esforços na escora 45

3.3. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO..... 47

4. ESTUDOS PARAMÉTRICOS 49

4.1. INTRODUÇÃO 49

4.2. VARIAÇÃO DA FLECHA DESCRITA PELA CONTENÇÃO..... 51

4.2.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA 51

4.2.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS..... 52

4.2.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO 54

4.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 55

4.2.4.1. Esforços na estaca 55

4.2.4.2. Esforços no betão projectado 57

4.2.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO 60

4.3. VARIAÇÃO DO VÃO ENTRE ESTACAS..... 62

4.3.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA 62

4.3.2.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS.....	63
4.3.3.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO	65
4.3.4.	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	66
4.3.4.1.	Esforços na estaca	66
4.3.4.2.	Esforços no betão projectado	68
4.3.5.	ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO	70
4.4.	VARIAÇÃO DO DIÂMETRO DA ESTACA	72
4.4.1.	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA.....	72
4.4.2.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO ENTRE ESTACAS	73
4.4.3.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO	74
4.4.4.	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	75
4.4.4.1.	Esforços na estaca	76
4.4.4.2.	Esforços no betão projectado	77
4.4.5.	ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO.....	79
4.5.	VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DO ESTRATO RÍGIDO	81
4.5.1.	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA.....	81
4.5.2.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS.....	82
4.5.3.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO	83
4.5.4.	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	84
4.5.4.1.	Esforços na estaca	85
4.5.4.2.	Esforços no betão projectado	86
4.5.5.	ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO.....	88
4.6.	VARIAÇÃO DA COESÃO NO TERRENO	90
4.6.1.	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA.....	90
4.6.2.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO ENTRE ESTACAS	91
4.6.3.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO	92
4.6.4.	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	93
4.6.4.1.	Esforços na estaca	94
4.6.4.2.	Esforços no betão projectado	95
4.6.5.	ANÁLISE DE PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO	97
4.7.	VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO MACIÇO.....	99
4.7.1.	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA.....	99
4.7.2.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS.....	100
4.7.3.	ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO	102
4.7.4.	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	103
4.7.4.1.	Esforços na estaca	104

4.7.4.2. Esforços no betão projectado	105
4.7.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO.....	107
4.8. CONCLUSÃO DA ANÁLISE PARAMÉTRICA	109

5. ESTUDO ECONÓMICO DA SOLUÇÃO EM ESTUDO

111

5.1. ESTUDO DE ORÇAMENTAÇÃO	111
5.2. ESTUDO DOS PRAZOS DE EXECUÇÃO	114

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

117

6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES	117
6.2. CONSIDERAÇÕES FUTURAS	118

BIBLIOGRAFIA.....	121
-------------------	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1: Cortina Tipo Berlim multiancorada (http://www.franki-geotechnics.be)	4
Fig. 2: a) Perfis tipo Larssen (www.belgomineira.com.br), ; b) demonstração da união entre estacas prancha do tipo Larssen	5
Fig. 3: a) Máquina de execução de ancoragens (http://www.franki-geotechnics.be); b) Cortinas de estacas-prancha constituída por perfis tipo Larssen	6
Fig. 4: Representação de estacas secantes em planta	8
Fig. 5: Imagem representativa de uma cortina de contíguas em planta	8
Fig. 6: Cortina de Estacas contíguas (http://www.franki-geotechnics.be)	9
Fig. 7: Cortina de estacas afastadas (Fundação Edifício TOTAL Luanda)	10
Fig. 8: Planta da escavação ilustrada na Fig. 9	10
Fig. 9: a) e b): Fotografias ilustrando a escavação e contenção de uma área limitada por edificações utilizando estacas afastadas e escoradas como elemento fundamental do suporte	11
Fig. 10: a) Armadura de uma parede moldada; b) Balde de maxilas; c) Ilustração da introdução das lamelas bentoníticas	13
Fig. 11: Máquina a realizar ancoragens (www.tecnogeo.pt)	14
Fig. 12: Cortina de estacas estabilizada com viga de coroamento e três vigas intermédias (http://www.terratest.es/)	15
Fig. 13: Obra em linha escorada com seis metros de vão	16
Fig. 14: Vista aérea da escavação da estação do Marquês	18
Fig. 15: Vista aérea da escavação da estação de Salgueiros	19
Fig. 16: Planta da Solução Base com Representação da Zona em Estudo (a amarelo)	21
Fig. 17: Corte transversal com as características físicas do solo	23
Fig. 18: Esquema ilustrativo de um corte transversal à obra em linha	24
Fig. 19: Condições Fronteira (verde e amarelo restringem deslocamentos nas direcções transversais ao plano cortado e o azul restringe deslocamento em todas as direcções)	25
Fig. 20: Materiais Existentes no Modelo Referido (Sem Estrato Rígido)	26
Fig. 21: Malha do modelo realizado e vista dos planos principais; a) vista do plano XY; b) vista do plano YZ; c) vista do plano XZ	27
Fig. 22: Ilustração do Faseamento Construtivo (12fases)	28
Fig. 23: Figuras referentes à contenção do modelo base; a) perfil sem deformações; b) perfil com deformações; c) perfil com deformações e com representação do estrato rígido; d) vista frontal da contenção não deformada com presença de estrato rígido;	29
Fig. 24: Deformação final da estaca e deformada final no centro dos painéis de contenção	30
Fig. 25: Deformada do centro da parede de betão projectado após a escavação e construção de cada “anel” de betão projectado	32
Fig. 26: Deformações do Suporte em Betão Projectado	33
Fig. 27: Evolução do deslocamento dos pontos limite dos anéis do centro da parede de betão projectado	33
Fig. 28: Evolução do deslocamento dos pontos médios dos anéis do centro da parede de betão projectado	34
Fig. 29: Deslocamentos finais verificados na direcção Y em m (Direcção Transversal)	34
Fig. 30: Cortes verticais da Fig. 29, relativos aos deslocamentos na direcção Y (em metros) nos planos verticais de abcissa 0, 1.5 e 3 metros respectivamente	35
Fig. 31: Deslocamentos finais verificados na direcção Z (mm)	36

Fig. 32: Deslocamentos totais (mm).....	36
Fig. 33: Tensões no solo na direcção “Y” (MPa).....	37
Fig. 34: Tensões finais na direcção Y em MPa: a) cota -5 m; b) cota -7,5 m; c) na escora e estaca.....	37
Fig. 35: Cortes verticais nos planos de abcissa 0, 1.5 e 3 metros respectivamente de cima para baixo com a distribuição das tensões na direcção transversal à obra em MPa.	38
Fig. 36: Plastificação do maciço no final da escavação e contenção.....	39
Fig. 37: Cortes consecutivos da Fig. 36, na zona mais próxima da plastificação (0 a 3 metros)	39
Fig. 38: Zonas plastificadas no modelo relativo ao Cálculo Base	40
Fig. 39: Gráfico dos momentos flectores da estaca para o cálculo base.....	41
Fig. 40: Gráfico dos esforços transversos da estaca para o cálculo base.....	42
Fig. 41: Diagrama de esforços axiais no centro da contenção de betão projectado	43
Fig. 42: Diagrama de esforços transversos no centro da contenção de betão projectado	43
Fig. 43: Diagrama de momentos flectores no centro da contenção de betão projectado	44
Fig. 44: Análise dos esforços na direcção “Y”, em MPa na escora (plano de abcissa 0 e plano de abcissa 0,25 metros)	45
Fig. 45: Diagrama de Tensões Axiais na Escora ao longo do comprimento.....	46
Fig. 46: Diagrama de Momentos Flectores na Escora	47
Fig. 47: Variações geométricas da flecha e vão da parede de betão projectado	49
Fig. 48: Gráfico ilustrativo da variação da deformada da estaca com a variação da flecha da contenção	52
Fig. 49: Gráfico ilustrativo da variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da flecha da contenção	52
Fig. 50: Gráfico ilustrativo da variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da flecha da contenção para diferentes fases construtivas	53
Fig. 51: Deformada dos painéis da contenção na fase final de cálculo para os três modelos em estudo	54
Fig. 52: Esforço transversal na estaca para a comparação dos modelos com diferentes flechas	56
Fig. 53: Momentos flectores na estaca para a comparação dos modelos com diferentes flechas	57
Fig. 54: Esforços transversos no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas	58
Fig. 55: Momentos flectores no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas	59
Fig. 56: Esforços axiais no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas	59
Fig. 57: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b) relativo ao cálculo base; a1), b1) relativo ao modelo com flecha L/6; a2), b2) relativo ao modelo com flecha igual a L/4	61
Fig. 58: Gráfico Comparativo das deformadas da estaca para os diferentes vãos adoptados.	62
Fig. 59: Gráfico ilustrativo da variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação do vão entre estacas da contenção.....	63
Fig. 60: Variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da vão da contenção para diferentes fases construtivas	64

Fig. 61: Deformada final dos painéis da contenção para vários espaçamentos entre estacas .	65
Fig. 62: Diagrama de esforço transversal na estaca para vários vãos entre estacas.....	67
Fig. 63: Momentos Flectores na estaca para vários vãos entre estacas	67
Fig. 64: Esforços transversos no centro da contenção para diferentes vãos entre estacas	68
Fig. 65: Momentos flectores no centro da contenção para vários vãos entre estacas.....	69
Fig. 66: Esforços axiais no centro da contenção para vários vãos entre estacas.....	69
Fig. 67: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2), a3) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2), b3) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b), relativo ao cálculo base; a1), b1), relativo ao modelo de vão de 6m; a2), b2), relativo ao modelo de vão de 10m; a3), b3), relativo ao modelo de vão de 12m	71
Fig. 68: Deformada da estaca para vários diâmetros e afastamentos entre estacas	72
Fig. 69: Deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação do diâmetro da estaca e do vão entre estacas	73
Fig. 70: Deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação do diâmetro das estacas para diferentes fases construtivas	74
Fig. 71: Deformada final do betão projectado em função da variação do diâmetro da estaca e vão entre estacas.....	75
Fig. 72: Diagrama de esforço transversal na estaca em função do diâmetro da estaca	76
Fig. 73: Diagrama de momentos flectores na estaca para a comparação dos modelos com estacas de diferentes diâmetros.....	77
Fig. 74: Diagrama de esforços transversos no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente diâmetro de estaca	78
Fig. 75: Diagrama de momentos flectores no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente diâmetro de estaca	78
Fig. 76: Esforços axiais no betão projectado para diferentes diâmetros de estaca	79
Fig. 77: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a) e a1) corte vertical próximo da estaca; b) e b1) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b) relativo ao cálculo base; a1), b1) relativo ao modelo de estaca com 80 cm de diâmetro;.....	80
Fig. 78: Comparativo das deformadas da estaca para as diferentes soluções adoptadas.....	81
Fig. 79: Variação da deformada do maciço, a meio vão entre estacas, com a variação da profundidade do estrato mais rígido para -20 metros.....	82
Fig. 80: Variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da profundidade do estrato rígido nas várias fases construtivas.....	83
Fig. 81: Deformada dos painéis da contenção na fase final de cálculo em função da profundidade do estrato rígido	84
Fig. 82: Esforço transversal na estaca para a comparação dos modelos com diferentes cotas do estrato rígido.....	85
Fig. 83: Momentos flectores na estaca para a comparação dos modelos com diferente profundidade do estrato rígido	86
Fig. 84: Esforços transversos no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente profundidade do estrato rígido	87
Fig. 85: Esforços axiais no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente profundidade do estrato rígido	87
Fig. 86: Momentos flectores no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente profundidade do estrato rígido	88

Fig. 87: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a) e a1) corte vertical próximo da estaca; b) e b1) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b), relativo ao cálculo base; a1), b1), relativo ao modelo com estrato rígido à cota -20 metros;.....	89
Fig. 88: Deformadas da estaca para os diferentes modelos adoptados	90
Fig. 89: Deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da coesão do solo .	91
Fig. 90: Deformada do maciço a meio vão entre estacas, para os vários modelos apresentados com as diferentes fases construtivas	92
Fig. 91: Deformada final do betão projectado em função da variação do valor coesivo do solo	93
Fig. 92: Diagrama de esforço transverso na estaca para a comparação dos modelos com diferente coesão do solo	94
Fig. 93: Diagrama de momento flector na estaca para a comparação dos modelos com diferente coesão do solo	95
Fig. 94: Esforços transversos no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferente coesão	96
Fig. 95: Esforços axiais no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas	96
Fig. 96: Momentos flectores no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas	97
Fig. 97: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2), a3) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2), b3) corte vertical a meio vão entre estacas; a), b) relativo ao cálculo base; a1), b1) relativo ao modelo com $c' = 2$ kPa; a2), b2) relativo ao modelo com $c' = 5$ kPa; a3), b3) relativo ao modelo com $c' = 20$ kPa	98
Fig. 98: Deformada da estaca em função do módulo de deformabilidade do maciço	99
Fig. 99: Deformada do maciço entre estacas em função do módulo de deformabilidade do terreno.....	100
Fig. 100: Comparação da deformação do maciço a meio vão entre estacas para as diferentes fases construtivas do Cálculo Base e para o cálculo com E de 25 MPa	101
Fig. 101: Comparação da deformação do maciço a meio vão entre estacas e para as diferentes fases construtivas para o Cálculo Base e para o cálculo com E de 100 MPa.....	102
Fig. 102: Deformada do suporte em função do módulo de deformabilidade do maciço	103
Fig. 103: Esforço transverso na estaca para diferentes módulos de deformabilidade do maciço	104
Fig. 104: Momentos flectores na estaca em função do módulo de deformabilidade do maciço	105
Fig. 105: Esforços transversos no betão projectado em função do módulo de deformabilidade do maciço	106
Fig. 106: Momentos flectores no betão projectado função do módulo de deformabilidade do maciço.....	106
Fig. 107: Esforços axiais no betão projectado função do módulo de deformabilidade do maciço.....	107
Fig. 108: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2), a3) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2), b3) corte vertical a meio vão entre estacas; a), b), relativo ao cálculo base; a1), b1), relativo ao modelo com $E=100$ MPa; a2), b2), relativo ao modelo com $E=25$ MPa; a3), b3), relativo ao modelo com $E=10$ MPa;	108

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1: Deformação da contenção nos pontos limite e médios (valores em milímetros)...	32
Quadro 2: Esforço transversal resistente máximo de painéis sem armaduras de esforço transversal (kN/m)	45
Quadro 3: Valores dos Esforços dos elementos da escora e Tensão média relativos à análise da Fig. 44	46
Quadro 4: Variações paramétricas realizadas	50
Quadro 5: Valores do diferencial entre a deformação máxima e a mínima de cada painel de betão (m).....	55
Quadro 6: Diferencial entre a deformação máxima e a mínima de cada anel de betão projectado (m)	66
Quadro 7: Diferencial entre a deformação máxima e a inicial de cada anel de betão projectado (deformações em m).....	75
Quadro 8: Valores extremos da deformada dos painéis representados na Fig. 81 (em metros)	84
Quadro 9: Diferencial entre a deformação máxima e a inicial de cada anel de betão projectado (deformações em m).....	93
Quadro 10: Valores extremos da deformada dos painéis representados na Fig. 102 (em metros)	103
Quadro 11: Orçamento relativo aos diferentes modelos considerados para uma trincheira com 100 metros de comprimento	113
Quadro 12: Previsão temporal da construção dos diferentes modelos considerados para uma trincheira com 100 metros lineares e suporte de dois taludes verticais	116
Quadro 13: Previsão temporal da construção dos diferentes modelos considerados utilizando duas frentes de escavação	116

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Com a evolução dos meios de transporte e a falta de espaço e linhas de construção no interior das metrópoles, é imperativo o recurso a soluções que permitam utilizar o solo em profundidade desenvolvendo canais de transporte essenciais para o escoamento da população, no diário movimento pendular da população característico do início do século XXI.

Em conversa com o orientador deste trabalho, foi discutida a aplicabilidade de uma solução de contenção para obras em linha usando uma solução comumente designada por Cortina de Estacas Afastadas, construída adaptando o Método de Escavação Sequencial.

A possibilidade de um maior espaçamento entre estacas consequente da construção da contenção aplicando o Método de Escavação Sequencial foi assumida como de grande vantagem económica. A possibilidade de um maior espaçamento entre estacas de uma cortina levou à designação que nomeia este modelo construtivo, Cortinas de Estacas Muito Afastadas.

A oportunidade de estudo de uma solução ambiciosa, com prováveis vantagens em termos de prazo e custo foram a motivação deste trabalho, no qual foi empregue todo o empenho de um aprendiz de engenharia.

1.2. DESCRIÇÃO INTRODUTÓRIA

Devido à necessidade de criação de novos canais de transporte subterrâneos e com a crescente capacidade da tecnologia de modelação disponível, têm vindo a ser desenvolvidos novas estruturas de contenção do solo. Tanto num túnel profundo como numa escavação superficial, é necessária a existência de uma estrutura de contenção eficaz e vantajosa no que diz respeito ao prazo e ao custo.

As cortinas de estacas são um tipo de estrutura de contenção periférica, cuja utilização tem vindo a aumentar bastante sobretudo devido à facilidade e rapidez em relação às soluções alternativas. Este tipo de estrutura, que pode ou não ser provisória, tem um leque de

utilizações bastante grande no plano da contenção de terras. Podem ser utilizadas por exemplo nas escavações provisórias (em grandes obras) necessárias para a execução de fundações ou em obras em linha (caso desta dissertação).

As estacas de uma cortina podem estar mais ou menos afastadas entre si ou mesmo interceptarem-se. Ao conjunto de elementos de contenção existentes em determinada face da escavação é dado o nome de “cortina”, que devido aos esforços a que está sujeita quando em serviço tende a sofrer deformações por flexão que alteram a distribuição e o valor absoluto das pressões exercidas pelas terras designando-se por “flexíveis”. Segundo Matos Fernandes 1990, as cortinas de estacas podem ser designadas por estruturas de suporte flexíveis.

O método específico de contenção em análise, caso verificada a sua exequibilidade, aparenta a redução de custos e prazos, pois permitirá a execução de menos estacas e um tipo de escavação com provas demonstradas de estabilidade e reduzidos deslocamentos (Método de Escavação Sequencial), logo uma solução construtiva que se perspectiva de grande utilidade.

Para testar a viabilidade de utilização de Cortinas de Estacas Muito Afastadas construídas aplicando o Método de Escavação Sequencial será realizado um estudo tridimensional por elementos finitos relativo à aplicação num solo residual do granito como o existente na cidade do Porto.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A abordagem desta dissertação prende-se com a resistência estrutural de uma Cortina de Estacas Muito Afastadas, escorada e escavação realizada pelo Método de Escavação Sequencial com execução de painéis de betão projectado em arco entre estacas.

No capítulo 2 é feita a descrição das soluções de contenção existentes para obras em linha, métodos de execução e medidas de estabilização de cortinas de contenção, tal como escoras, ancoragens, pregagens ou vigas de coroamento.

O capítulo 3 será dedicado à apresentação da solução construtiva em estudo, considerações feitas para a realização do cálculo do modelo base e apresentação dos resultados da análise do cálculo base.

No capítulo 4 apresentar-se-á um estudo paramétrico da contenção, procurando perceber-se de uma forma relativamente abrangente, qual a influência da geometria da escavação e das principais características do terreno no comportamento geral deste tipo de obras. O estudo paramétrico foi realizado no intuito de serem encontradas fronteiras de aplicabilidade da contenção em estudo.

No capítulo 5 será realizada uma breve análise das vantagens económicas e de prazo de execução da estrutura em estudo, ou seja, a verificação da possibilidade da sua implementação.

Na parte final do trabalho, além de se evidenciarem as principais conclusões da tese, apresentar-se-ão perspectivas de desenvolvimentos futuros, numa tentativa de tornar frutuoso o resultado deste trabalho.

2

ALGUNS EXEMPLOS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE FLÉXIVEIS

2.1. INTRODUÇÃO

A necessidade de execução de contenções em meio urbano, é a evidente consequência do binómio falta de espaço superficial, segurança. As escavações são realizadas num material muito heterogéneo, o solo, cujas propriedades podem variar em poucos centímetros ou simplesmente com a alteração das condições atmosféricas. Em meio urbano, esta necessidade é muito maior devido à presença de edifícios contíguos às zonas limítrofes de escavação, sendo por isso imperativa a execução de contenções nas faces de escavação.

O Eurocódigo 7 define as estruturas de contenção flexíveis como estruturas relativamente pouco espessas, habitualmente de aço, betão ou madeira, suportadas por ancoragens, escoras e (ou) pelo maciço mobilizado de forma passiva. Estas estruturas devem ter peso pouco significativo para o volume de solo a conter (ao contrário dos muros de gravidade) e grande capacidade de suporte dos esforços a que estão sujeitas.

As estruturas de suporte flexíveis experimentam em serviço deformações por flexão, susceptíveis de condicionar a grandeza e a distribuição das pressões de terras, logo dos impulsos, momentos flectores e esforços transversos para os quais são dimensionadas (Terzaghi, 1943).

2.2. CONTENÇÕES EXISTENTES PARA OBRAS EM LINHA EM FRENTE URBANA

As estruturas de suporte flexíveis distinguem-se pelos elementos que asseguram a sua estabilidade, pelos materiais empregues e pelo processo construtivo.

As estruturas de contenção podem ser designadas por monoapoiadas, autoportantes e multiapoiadas. As cortinas monoapoiadas caracterizam-se pela presença de um nível de apoio junto ao topo, seja por escoras ou ancoragens. As cortinas autoportantes são encastradas no solo, devido à mobilização dos impulsos passivos à frente da cortina, dispensando assim qualquer outro elemento de apoio. Por último, as cortinas multiapoiadas possuem vários níveis de apoio ao longo da sua altura, igualmente por escoras ou ancoragens.

Nas contenções flexíveis é normalmente usado o betão, projectado ou armado, o aço e a madeira. A utilização do aço tem duas aplicações, como armadura do betão, ou sendo utilizado em forma de perfis, como por exemplo no caso dos elementos verticais de suporte duma cortina tipo Berlim.

Para a realização de uma contenção em frente urbana, é quase imperativo a contenção ser realizada antes da escavação, para minorar os deslocamentos das fundações das edificações próximas e para maximizar a segurança da escavação para civis e trabalhadores.

Tendo em conta o que foi dito previamente, existem algumas estruturas de contenção flexíveis que podem ser utilizadas, tal como as cortinas de estacas-prancha, as cortinas de estacas moldadas e as paredes moldadas de betão armado, as quais vão ser sumariamente descritas nas secções seguintes.

2.2.1. CORTINAS TIPO BERLIM

Este método consiste na cravação no terreno de perfis metálicos espaçados de alguns metros, sendo depois encaixados entre eles pranchas (painéis) que podem ser de madeira, metálicos ou de betão pré-fabricado. Ao longo do faseamento da escavação o suporte é ainda materializado por escoras ou ancoragens.



Fig. 1: Cortina Tipo Berlim multiancorada (<http://www.franki-geotechnics.be>)

Este tipo de estrutura é utilizado, quando existe a necessidade de realizar uma contenção provisória e pouco dispendiosa, pois não precisa de cofragens nem betonagem in situ e ainda possibilita a recuperação dos materiais, quando construída a contenção definitiva ou a escavação volte a ser aterrada. A Fig. 1, apresenta um exemplo de uma contenção tipo

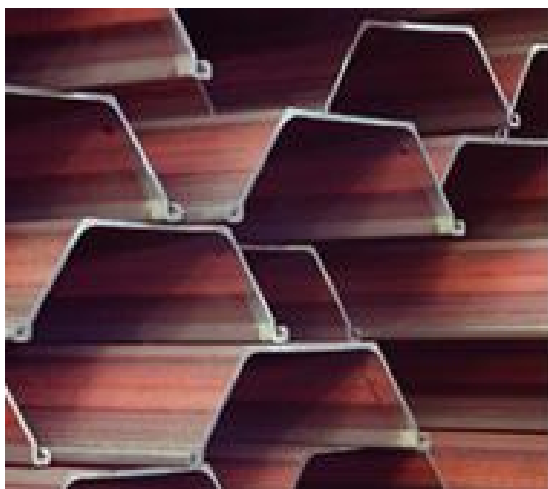
Berlim, em que os perfis verticais são do tipo H, o solo entre perfis é contido por pranchas de madeira e se usam ancoragens para se equilibrarem as pressões de terras. Na Figura vê-se ainda as vigas de distribuição das ancoragens, materializadas por dois perfis UNP.

As limitações desta técnica prendem-se com o facto da leveza da estrutura de suporte e consequente resistência limitada. Este tipo de contenção não deve ser utilizada em solos incoerentes ou em que o nível freático seja interferente com a estrutura, sendo nestes casos necessário o rebaixamento do nível freático. As cortinas do tipo Berlin não permitem a contenção a grandes profundidades e produzem grande descompressão nos solos após a escavação o que pode levar a assentamentos das fundações vizinhas, devido à sua elevada flexibilidade. São no entanto uma solução relativamente económica e de execução rápida.

2.2.2. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA

As cortinas de estacas-prancha (Fig. 2) são executados com perfis laminares cravados verticalmente no solo. Os perfis na maior parte dos casos são metálicos, mas também podem ser usados perfis de madeira ou até de betão.

Além do uso como contenção de taludes verticais de escavação, este tipo de contenção é também indicado para interceptar fluxos de água, sendo portanto frequentemente utilizado em obras com uma forte componente hidráulica.



a)



b)

Fig. 2: a) Perfis tipo Larssen (www.belgomineira.com.br), ; b) demonstração da união entre estacas prancha do tipo Larssen

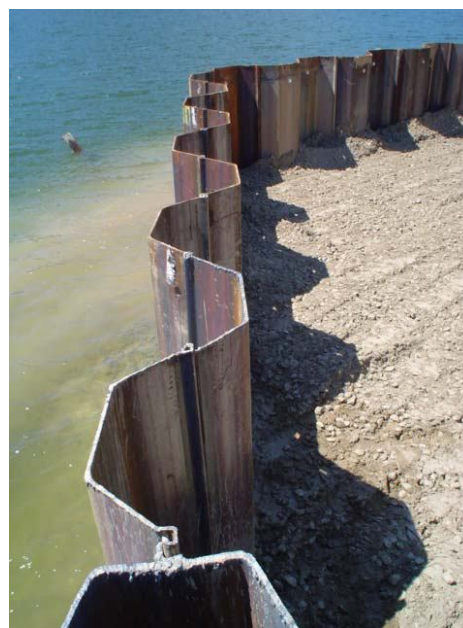
Para a correcta execução de uma cortina deste tipo, é necessário a cravação vertical dos perfis pré-fabricados e posterior união de todos os perfis de modo a criar uma parede idealmente

estanque. Os perfis mais utilizados são os Larssen, em forma de “U” (Fig. 2), comumente encontrados em obras de contenção no território Português.

As principais vantagens deste tipo de contenção é o facto de ser viável em terrenos não muito competentes, pode ser utilizada em terreno com elevado nível freático, exige pouca mão-de-obra, ocupam muito pouco espaço tanto em armazém como depois de realizada a contenção. Além disso, a possível recuperação dos perfis, quando utilizados de forma provisória pode-se revelar como um aspecto económico altamente atractivo.



a)



b)

Fig. 3: a) Máquina de execução de ancoragens (<http://www.franki-geotechnics.be>); b) Cortinas de estacas-prancha constituída por perfis tipo Larssen

As principais desvantagens da utilização de cortinas de estacas-prancha são:

- O equipamento usado para a cravação é muito pesado e provoca muito ruído e vibração;
- Os perfis utilizados estão sujeitos à corrosão a médio/longo prazo;
- Existe bastante susceptibilidade para a danificação dos perfis durante a cravação, tornando a tarefa muito mais dispendiosa;
- Impossibilidade de cravação em terrenos com camadas ou blocos dispersos de rocha;

Este tipo de contenção tem algumas aplicações distintas, é utilizada para contenção de terras como já visto anteriormente, é óptima para o desvio da água no âmbito da realização de fundações de estruturas no leito de rios e muito utilizada no alinhamento da orla marítima.

2.2.3. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

As cortinas de estacas moldadas são um tipo de contenção periférica do solo, que alia vantagens da escavação pós-contenção, da possibilidade da sua rápida cobertura de modo a não perturbar a mobilidade urbana e da possibilidade de execução de uma escavação em ambiente urbano sem afectar as construções vizinhas.

A construção de cortinas de estacas consiste na execução de estacas, limitando a zona a escavar em planta, para posteriormente ser realizada a escavação. Existe a possibilidade de serem utilizadas soluções de estabilização da cortina, tal como o uso de escoras ou ancoragens, complementadas por betão projectado entre estacas. Para algumas aplicações, o travamento da cortina poderá ser garantido pelas lajes de piso ou pela laje de cobertura em caso de estruturas enterradas, tendo um funcionamento semelhante ao de escoras.

A este tipo de contenção associam-se muitas vantagens e alguns problemas que há necessidade de serem acautelados. As vantagens fundamentalmente são:

- A possibilidade de recolha de amostras dos solos atravessados e atingidos para serem comparadas com os dados do projecto;
- A existência de uma grande variedade de diâmetros disponíveis;
- A exequibilidade de contenções de grande profundidade;
- A ausência de ruído (sensível) significativo.

Na execução deste tipo de solução é necessário acautelar os seguintes aspectos, inerentes à execução das estacas:

- Há possibilidade de se dar o colapso das paredes do furo em solos moles ou soltos;
- Existe incerteza de verticalidade;
- O difícil controlo da qualidade em termos de dimensões da secção transversal e de recobrimento das armaduras é problemático;
- Em betonagens debaixo de água o betão não pode ser inspeccionado após a colocação;
- A entrada e (ou) percolação de água pode causar anomalias no betão antes da presa;
- Há necessidade de equipamento e mão-de-obra especializados;
- A impermeabilização não é garantida;

Existem algumas aplicações tipo, inerentes às estacas moldadas, de modo a este género de contenção poder ser aplicado a diferentes problemas de contenção. As estacas que formam a cortina podem ser aplicadas de forma secante (Fig. 4), contígua (Fig. 5 e Fig. 6) ou afastadas (Fig. 7).

2.2.3.1. Cortinas de Estacas Secantes

As estacas secantes são construídas através da intercepção de estacas consecutivas. Numa fase primária, são executadas estacas utilizando um betão mais fraco e com menor taxa de armadura, ou mesmo sem armadura. Nestas primeiras estacas utilizam-se muitas vezes perfis metálicos centrados no eixo da estaca. Depois de cravadas as primeiras estacas menos armadas, são executadas as segundas unindo e interceptando, as estacas previamente construídas. A furação para a posterior betonagem das estacas secundárias deve ser realizada

antes que o betão das primárias atinja a máxima resistência. Na Fig. 4, está uma representação em planta do aspecto final da contenção.

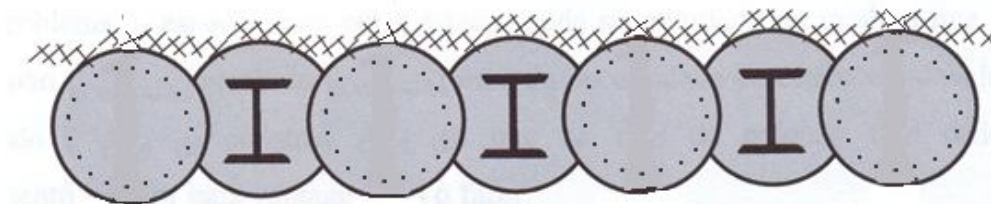


Fig. 4: Representação de estacas secantes em planta

Do espaçamento entre estacas podem ser retiradas vantagens intrínsecas à contenção. As estacas secantes têm a vantagem de serem praticamente impermeáveis mas têm custos de construção muito elevados (dentro das estacas moldadas), devido ao grande número de estacas a realizar para a conclusão da contenção. O preço de uma cortina de estacas (para a mesma escavação/contenção) varia portanto com o afastamento entre estacas.

2.2.3.2. Cortinas de Estacas Tangentes

As cortinas de estacas tangentes, tal como o nome indica, são estacas executadas de forma contígua. Este processo é mais complicado do que parece e normalmente o que se faz é deixar um espaçamento até 15 centímetros entre estacas por dificuldades de execução. É apresentada na Fig. 5, uma imagem representativa de uma cortina de estacas tangentes em que são usadas ancoragens como medida de estabilização e na Fig. 6, uma fotografia de uma cortina de estacas contíguas.

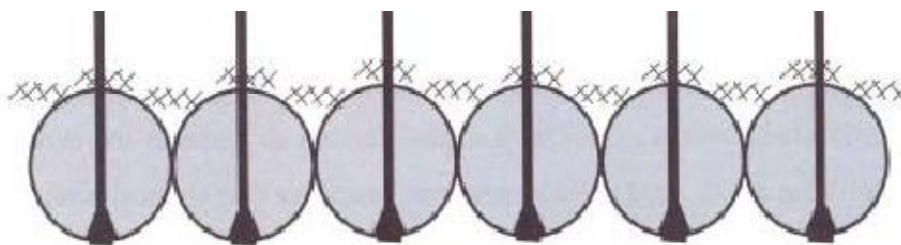


Fig. 5: Imagem representativa de uma cortina de contíguas em planta

As cortinas de estacas contíguas, são em princípio estanques tal como as secantes, mas devido à dificuldade de execução das estacas tangentes, normalmente essa capacidade de impermeabilização fica comprometida.

Hoje em dia, as estacas tangentes são pouco utilizadas, devido à dificuldade construtiva de garantir que elas fiquem realmente tangentes, devido a dois factores: não são impermeáveis como as cortinas de estacas secantes; nem tão económicas como as afastadas.



Fig. 6: Cortina de Estacas contíguas (<http://www.franki-geotechnics.be>)

2.2.3.3. Cortinas de Estacas Afastadas

As cortinas de estacas afastadas (ou espaçadas) são, como o nome indica, uma contenção semelhante às anteriores, mas com uma maior distância entre estacas. Para impedir o desmoronamento do solo e garantir alguma resistência à água existente no solo, pode ser necessário concluir a contenção com a projecção de betão entre estacas. Normalmente o betão projectado é realizado em forma de arco para uma melhor distribuição de tensões do maciço para a estaca.

Devido ao espaçamento entre estacas deixa de ser viável a consideração de impermeabilização, sendo necessário nestes casos não haver presença de água na face escavada. Neste sentido, este tipo de estrutura só será aplicado se o nível freático se situar a uma cota muito baixa, em todas as épocas do ano, obrigando a uma análise abrangente às variações do nível freático. Dada a evolução dos processos geotécnicos, se a posição do nível freático não for compatível com a contenção em causa é possível proceder ao rebaixamento do nível freático. Este tipo de estrutura pressupõe a existência de um solo coesivo.

Outro campo de importante utilização das cortinas de estacas afastadas (por ser uma contenção provisória e estas serem as mais económicas por metro linear de contenção), é na contenção, durante a fase de escavação do solo, para se proceder à execução das fundações do edifício a ser executado. Na Fig. 7, é apresentado uma contenção utilizando uma cortina de estacas afastadas num caso como o descrito previamente.



Fig. 7: Cortina de estacas afastadas (Fundação Edifício TOTAL Luanda)

Dos artigos e outras publicações consultadas, conclui-se que já foram realizadas algumas contenções em situações pontuais, aplicando cortinas de estacas afastadas até 4 metros escavadas sequencialmente. Um bom exemplo foi a escavação realizada em 1973 na Av. Da Liberdade nº230 em que se realizou uma escavação utilizando estacas periféricas de 1,0 m, pilares centrais construídos por poços, abobadas de betão armado construídas de cima para baixo (sequencialmente), formando a estrutura definida. As Fig. 8 e Fig. 9 ilustram a escavação descrita atrás e a sua enorme dimensão em profundidade

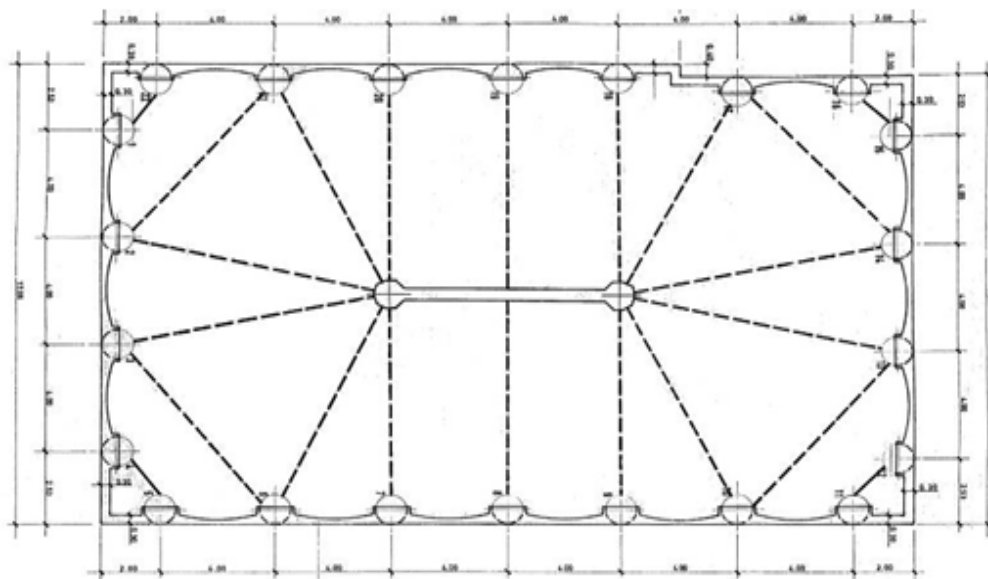
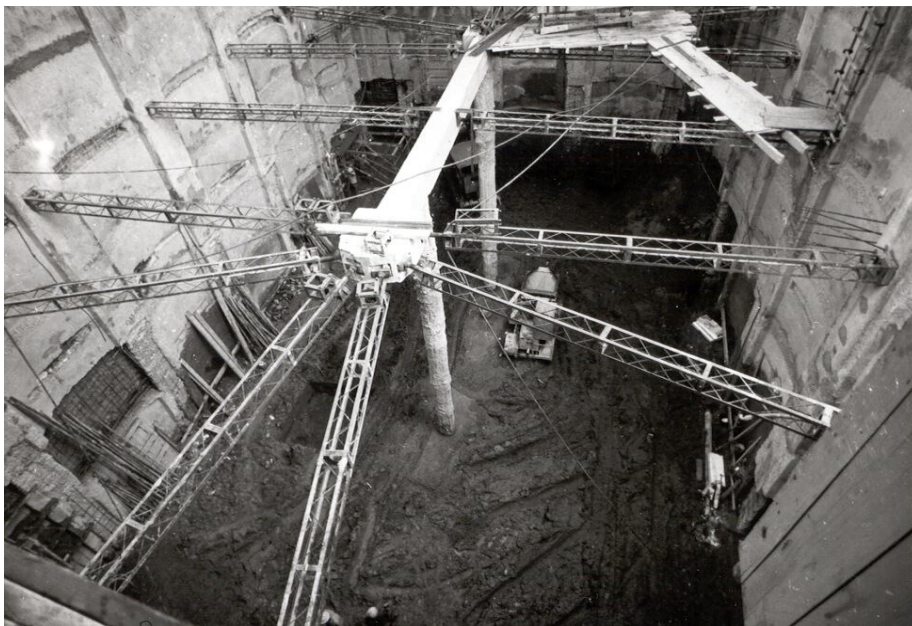


Fig. 8: Planta da escavação ilustrada na Fig. 9



a)



b)

Fig. 9: a) e b): Fotografias ilustrando a escavação e contenção de uma área limitada por edificações utilizando estacas afastadas e escoradas como elemento fundamental do suporte

O espaçamento utilizado em contenções com cortinas de estacas afastadas torna a solução muito mais económica por metro linear de contenção, mas o espaçamento utilizado continua, na perspectiva do autor desta dissertação, a ser muito pequeno. São utilizados espaçamentos de, no máximo entre eixos de estacas consecutivas, cerca de três vezes o diâmetro da estaca.

O uso de cortinas de estacas com grande afastamento entre estacas é limitado sobretudo pela dificuldade em calcular estas soluções, uma vez que apenas o cálculo tridimensional pode prever o comportamento da contenção.

A cortina de estacas afastadas é das contenções referidas anteriormente a menos dispendiosa por metro linear e a mais rápida de realizar (para o mesmo problema prático). Por ter uma estrutura mais esbelta que uma cortina de estacas clássica ou uma parede moldada é intuitivo que os deslocamentos do maciço e os deslocamentos à superfície sejam maiores, mas em casos onde tal não seja impeditivo ou em que se utilizem adequadas medidas de estabilização, é uma óptima solução de contenção devido ao seu preço e prazo de construção reduzidos.

2.2.4. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO

“Chama-se parede moldada no solo ao muro ou cortina, executada no solo, em grandes painéis sucessivos, betonados em trincheira escavada mecanicamente.” Segundo Silvério Coelho (1996 p.62.1)

As paredes moldadas de betão armado realizam-se através da execução de cortinas contínuas constituídas por grande painéis de betão contíguos, betonados em trincheira escavada mecanicamente. Os painéis podem ser realizados em obra ou ser utilizados painéis pré-fabricados. A estabilidade das paredes da vala é normalmente assegurada por lamias bentoníticas em escavações de solos não coesivos.

O modelo de cálculo é análogo ao de uma laje, pois a parede moldada é um elemento muito esbelto em relação ao desenvolvimento no seu plano, e está sujeito a um carregamento com importante componente transversal.

A parede moldada é o tipo de solução indicada quando se quer fazer grandes escavações em zonas de grande densidade urbana ou em terrenos que tenham um elevado nível freático. Inicialmente as paredes moldadas funcionam como contenção dos terrenos vizinhos e águas, com muito pequenos deslocamentos, podendo posteriormente ser utilizados como elemento estrutural do edifício.

Para a realização desta contenção, é necessário: - A execução de muretes-guia, que definem o alinhamento da parede e orientam a progressão da ferramenta de escavação; - A preparação e controlo das lamias bentoníticas, cuja principal função é prevenir o colapso da trincheira, conferindo maior suporte à face da escavação; - A escavação dos painéis da parede moldada usando usualmente um balde de maxilas enquanto se mantém a lama bentonítica a garantir a estabilidade da escavação; - A execução e colocação da armadura; - A rápida betonagem no fim da colocação da armadura de modo a expulsar a lama bentonítica.



a)



b)



c)

Fig. 10: a) Armadura de uma parede moldada; b) Balde de maxilas;
c) Ilustração da introdução das lamas bentoníticas

Segundo “Mascarenhas, 1996” as vantagens de utilização deste tipo de contenção são:

- Ausência de ruídos ou vibrações;
- Não descomprime o terreno;
- Estanque à água (embora seja vulgar o surgimento de alguns pontos de infiltração que terão de ser selados posteriormente – a qualidade do betão, no que respeita a estanqueidade, é muito importante);
- Faz contenção dos terrenos vizinhos com deslocamentos muito pequenos;
- Pode atingir profundidades elevadas;
- Pode ser usada em quase todos os tipos de terreno;

Sendo as desvantagens, segundo o mesmo autor:

- Necessidade de equipamento específico;
- Mão-de-obra especializada;
- Processo oneroso;
- O terreno da obra tem que ser muito grande em área, para o equipamento pesado se poder movimentar e possam ser montadas as armaduras no caso de uma parede realizada em obra;
- Dificuldade de execução em terrenos rochosos;
- Difícil de executar em terrenos inclinados;

Como conclusão deve ainda ser referido que em solos muito heterogéneos, como os residuais do granito existentes na cidade do Porto, a execução deste tipo de paredes moldadas é muito difícil.

2.3. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DE ESTABILIZAÇÃO DE CONTENÇÕES VERTICAIS

A estabilização das contenções de taludes verticais são bastante importantes quando a solução de contenção adoptada não tem capacidade para suportar os esforços e deslocamentos a que fica sujeita. São consideradas medidas de estabilização de contenções em taludes verticais de obras em linha, as ancoragens, o escoramento, a construção de vigas de coroaamento e a construção de vigas intermédias.

Este tipo de soluções, são muito importantes para a segurança da obra durante e após a sua realização. Por vezes, estas medidas têm de ser aplicadas em conjunto, outras vezes podem ser dispensadas, tudo depende das características geotécnicas e geométricas do solo e da obra a realizar.

2.3.1. AS ANCORAGENS

Ancoragens são elementos estruturais que se utilizam para transmitir, a um maciço terroso ou rochoso, uma força de tracção a partir da mobilização de tensões na interface solo/ancoragem, a uma distância da estrutura a suportar que coloque este bolbo fora da cunha de activa. As ancoragens são usualmente constituídas por barras, varões ou cabos de aço de alta resistência.

O processo construtivo das ancoragens consiste na abertura de furos e posterior colocação e selagem (recorrendo a processos de injeção que podem ser variadíssimos) das armaduras previstas. As ancoragens podem ser de natureza activa (pré-esforçadas) ou passiva e podem ter carácter provisório (inferior a dois anos) ou definitivo. Vulgarmente as ancoragens passivas têm a designação de pregagens.



Fig. 11: Máquina a realizar ancoragens (www.tecnogeo.pt)

As ancoragens são essencialmente aplicadas em estruturas de suporte de terras, Fig. 11, como sejam paredes moldadas, cortinas ou muros Berlim, cortinas Munique, cortinas de estacas ou cortinas de microestacas.

2.3.2. VIGA DE COROAMENTO

A viga de coroamento tem como principal finalidade a distribuição dos esforços ao longo das estacas (solidarizando-as) que compõem a cortina, podendo também, servir de apoio à aplicação de ancoragens.

Normalmente, a viga de coroamento é realizada em betão armado quando em obras definitivas, no caso de obras provisórias usam-se também perfis metálicos. Este elemento tem grandes dimensões e é aplicado, na face do extradorso da cortina no topo das estacas. Devido ao grande carregamento a que está sujeita ser no sentido horizontal, a grande maioria da armadura vai situar-se nas faces laterais, em vez de ser nas faces inferior e superior como no caso das vigas mais banais.



Fig. 12: Cortina de estacas estabilizada com viga de coroamento e três vigas intermédias (<http://www.terratest.es/>)

2.3.3. VIGA DE SOLIDARIZAÇÃO INTERMÉDIA

A viga de solidarização intermédia tem a mesma função e constituição da viga de coroamento, mas não é construída no topo das estacas, mas sim numa zona intermédia entre o topo e o fundo da escavação, de acordo com o dimensionamento.

Uma cortina de estacas é constituída por tantas vigas de solidarização intermédias, quantas as necessárias para a sua estabilização. Este número depende essencialmente, da profundidade da escavação e dos esforços a distribuir ao longo do comprimento das estacas. É apresentada uma fotografia, Fig. 12, onde são visíveis a viga de coroamento e as vigas intermédias ancoradas.

2.3.4. O ESCORAMENTO

Uma escora é um elemento estrutural que é comprimido axialmente, limitando os deslocamentos. Normalmente são usadas na horizontal para suportar duas faces escavadas a não ser que a distância seja demasiado grande, exigindo a utilização de escoras inclinadas ou outro tipo de estabilização.

Numa obra em linha, devido à simetria existente, a solução de contenção que trás mais vantagens é o escoramento. Esta medida de estabilização, consiste essencialmente em fazer com que a estaca de um dos lados da escavação, reaja com a sua congénere, de modo a evitar os deslocamentos transversais à obra, sendo os esforços absorvidos pela escora, Fig. 13.

Em relação às ancoragens, o recurso ao escoramento tem as seguintes vantagens:

- Não necessita do uso do solo por trás da face escavada onde pode haver intercepção com fundações de edifícios e contaminação do solo, e sobretudo não invade a propriedade adjacente (que pode não ser do mesmo proprietário);
- Não é necessário equipamento nem operador especializado para der executada;
- O procedimento é rápido, simples e pode ser realizado antes da escavação no caso de escoras à superfície;
- É substancialmente mais barato quando a sua construção é possível, ou seja quando os vãos são relativamente reduzidos.

A única desvantagem é a delimitação do espaço, limitando o acesso e a construção no espaço escavado.



Fig. 13: Obra em linha escorada com seis metros de vão

2.4. VANTAGENS DA UTILIZAÇÃO DE CORTINAS DE ESTACAS

A cortina de estacas, em relação às outras soluções de cortinas de contenção (por exemplo as paredes moldadas) tem as seguintes vantagens, segundo Guerra (2006):

- Baixo custo (quando não é usado tubo moldador (recuperável ou não) ou quando se recorre ao uso de lamas bentoníticas, em especial para o caso da cortina de estacas espaçadas);
- Rapidez de construção para estruturas de suporte de terras, temporárias ou permanentes, desde que as condições de perfuração o permitam;
- O processo de instalação do equipamento e de execução é pouco poluente, em termos visuais (quando não são usadas lamas bentoníticas) e em termos sonoros (as vibrações não são significativas na execução da estaca, excepto nas estacas-prancha);
- Para pequenas profundidades, não exige grandes distâncias entre a cortina e eventuais estruturas existentes, nem muito espaço para maquinaria e estaleiro;
- Pode ser utilizado numa gama alargada de solos, exceptuando alguns (poucos) solos incoerentes e solos coerentes se muito duros em extensão significativa;
- É possível a utilização mista de soluções, podendo ser utilizado a par de outros tipos de contenção periférica;
- Necessitam de menos quantidade de medidas estabilizadoras, em função do diâmetro e do possível encastramento da base da estaca;

A cortina de estacas também apresenta algumas limitações ou desvantagens em relação a outras cortinas:

- Não é aplicável em todos os tipos de terreno (argilas moles, solos de fraco carácter orgânico ou rochas duras)
- Não garante a impermeabilidade (excepto para cortinas de estacas secantes com boa execução);
- Em termos de altura apresentam limitações dependendo do método de execução utilizado e do solo existente (apenas 12 metros utilizando trado contínuo mas muito maior profundidade utilizando outros métodos), existindo também dificuldade em manter a verticalidade da estaca para grandes profundidades e a dificuldade de atravessar solos muito rijos;
- Baixa eficiência das secções circulares em termos de flexão, em parte devido à obrigatoriedade de prever um elevado recobrimento das armaduras, dada a dificuldade em garantir o seu valor na fase construtiva;
- Em contenções definitivas exigem a execução de trabalhos adicionais para a obtenção de um paramento esteticamente aceitável;
- Estacas de grande diâmetro exigem algum afastamento relativamente a possíveis estruturas adjacentes;

A profundidade corrente a que as cortinas de estacas são construídas é, correntemente, cerca de 18 a 20 metros no caso de cortinas de estacas secantes ou contíguas, podendo ser bastante maior para o caso das estacas amplamente afastadas como é o caso em estudo nesta dissertação.

2.5. MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

O Método de Escavação Sequencial é identificável desde sempre na construção de túneis e galerias subterrâneas, mas apenas recentemente foram reconhecidas as suas vantagens, e sobretudo viabilidade de execução, na escavação de obras verticais (poços verticais, obras em linha) e a possibilidade da sua utilização em maciços não rochosos (Topa Gomes, 2008).

A escavação sequencial em poços verticais ou obras superficiais em linha é a evolução do método NATM em túneis mineiros, que consiste na escavação sequencial do maciço, utilizando betão projectado como suporte, associado a outros elementos como cambotas metálicas ou fibras no betão, em função da capacidade autoportante do maciço.

O Método de Escavação Sequencial é particularmente interessante devido à possibilidade de execução em várias frentes e garantindo a fluidez da construção. Este método caracteriza-se, de forma simplificada, pela escavação de pequenos avanços em profundidade e sucessiva aplicação do suporte provisório o mais rápido possível, de modo que a libertação de tensão e as deformações sejam minoradas. Para a execução desta metodologia é necessário o rebaixamento do nível freático de modo a conseguirmos condições não saturadas durante a construção.



Fig. 14: Vista aérea da escavação da estação do Marquês

No Porto a escavação sequencial foi usado com frequência na construção do Metro do Porto, para as estações, com especial relevância para a do Marquês e a de Salgueiros. Permitiu a escavação em terrenos não rochosos e em zonas com uma malha urbana bastante densa, como é o caso da estação do Marquês, a do Bolhão e a de Faria Guimarães, onde se conseguiu executar a escavação muito próximo da linha de habitação com deslocamentos muito pequenos ou quase insignificantes para as edificações existentes. Depois do sucesso da

construção do enorme poço da estação do Marquês (48 e 40 metros respectivamente para o eixo maior e o menor da elipse, (Fig. 14)), foi utilizada uma solução similar em Salgueiros, mas desta vez optando-se pela realização da totalidade da estação a céu aberto, decidindo-se pela inscrição da forma rectangular da estação na intersecção de duas elipses Fig. 15. A dimensão final de escavação foi de 80 m por 38 m e a profundidade da escavação é de aproximadamente 22 m.



Fig. 15: Vista aérea da escavação da estação de Salgueiros

3

SIMULAÇÃO NUMÉRICA
DO MODELO BASE

3.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO BASE

3.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A base desta dissertação é o cálculo de uma solução de contenção para obras em linha cujo desafio é a utilização de cortinas de estacas muito afastadas ou seja, com afastamentos entre os 4 e os 12 metros entre estacas, aplicando soluções previamente conhecidas como o do betão projectado em arco entre estacas (para a contenção dos solos e distribuição dos esforços), a escavação sequencial, funcionando de forma semelhante a uma cortina de Berlim.

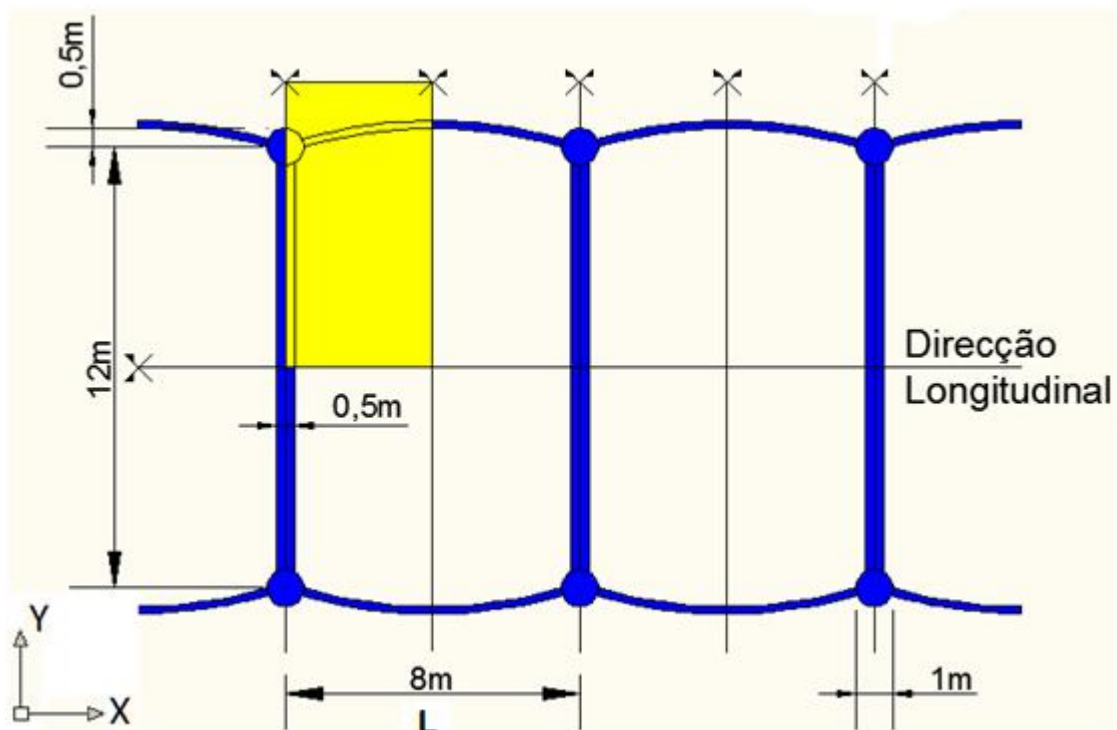


Fig. 16: Planta da Solução Base com Representação da Zona em Estudo (a amarelo)

No modelo base pretendeu-se a utilização de medidas médias, que tornassem apelativa a solução em termos económicos mas que obrigassem a cálculos tridimensionais, de forma a avaliar a estabilidade da zona não suportada. Em termos geométricos, a escavação base corresponde a uma escavação de 12 metros de largura e 10 metros de profundidade, usando-se como base estacas com diâmetro de 1 metro, escoradas no topo, e com continuidade entre as escoras e as estacas. Esta opção resultou sobretudo da facilidade associada à modelação. A parede de betão projectado é de 20 cm de espessura, descrevendo um arco com uma flecha $L/12$ do vão entre eixos de estacas. O afastamento entre estacas (L) é de 8 metros, apresentando-se na Fig. 16 as definições relativas a esta escavação.

Estruturalmente, no modelo base serão usadas estacas com um metro de diâmetro e 18 metros de profundidade, para garantir um bom encastramento, num estrato considerado rígido que foi posicionado a 15 metros de profundidade.

A estrutura de estabilização usada para o cálculo base foi o escoramento devido à facilidade de execução durante a fase de escavação, não sendo, para a sua implementação, necessário perfurar a estaca como no caso das ancoragens. Para tornar a ligação entre a escora e a estaca mais rígida, as escoras terão de ser construídas logo a seguir às estacas. Entre estacas, usar-se-ão painéis de betão projectado que serão executados ao longo da escavação que será feita sequencialmente de dois em dois metros.

3.1.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

3.1.2.1 Solo

O solo utilizado nas simulações tem como base um solo residual, como o solo residual granítico existente na cidade do Porto, tendo o modelo em estudo características aliciantes para ser implementado na construção de uma rede de transportes como a que foi desenhada para o Metro do Porto.

Para a simulação numérica foram utilizados apenas dois tipos de solos de modo a não sobrecarregar demasiado o processamento por elementos finitos, por um lado, e focar a análise na viabilidade geométrica e mecânica da solução, pelo outro.

Assumiu-se para o solo um comportamento elástico perfeitamente plástico, com critério de rotura tipo Mohr-Coulomb. Em termos de deformabilidade, assumiu-se para o solo um módulo de elasticidade (E) de 50 MPa e um ângulo de dilatação correspondente a uma lei de fluxo associada. O coeficiente de Poisson considerou-se igual a $1/3$. No que refere aos parâmetros resistentes, assumiu-se, no Cálculo Base, uma componente coesiva de 10 kPa e um ângulo de atrito de 35° , valores que podem ser considerados representativos de um solo residual do granito do Porto não muito competente.

Para a geração do estado de tensão inicial assumiu-se um peso volúmico para o solo de $18,3 \text{ kN/m}^3$ e um valor do coeficiente do impulso em repouso K_0 de 0,5 (Topa Gomes, 2008; Viana da Fonseca, 1994) valor que se pode considerar também representativo de um solo residual do granito do Porto não muito competente.

Por questões de simplicidade da análise, e como se assumiram apenas dois tipos de solo, não foi considerada a evolução do módulo de elasticidade do solo em profundidade (por exemplo pela expressão de Janbu (expressão 1)).

Apesar de, para obter uma modelação numérica capaz de representar de forma fidedigna o perfil de assentamentos superficiais ter-se-ia que adoptar um modelo que fizesse variar a rigidez em função do nível de deformação (Almeida e Sousa, 1998), foram consideradas propriedades constantes em profundidade, sendo a única variação a passagem do solo superficial (já descrito) para um solo menos deformável, depois dos 15 metros. Solo esse que correspondente a um horizonte com características já rochosas, para o qual se assumiu um módulo de elasticidade de 1000MPa.

Foram considerados exceptuando o módulo de Young parâmetros exactamente iguais aos do solo, apesar de ser sabido que um solo considerado rígido, variaria outras características, como por exemplo os parâmetros resistentes como pode ser observado na Fig. 17.

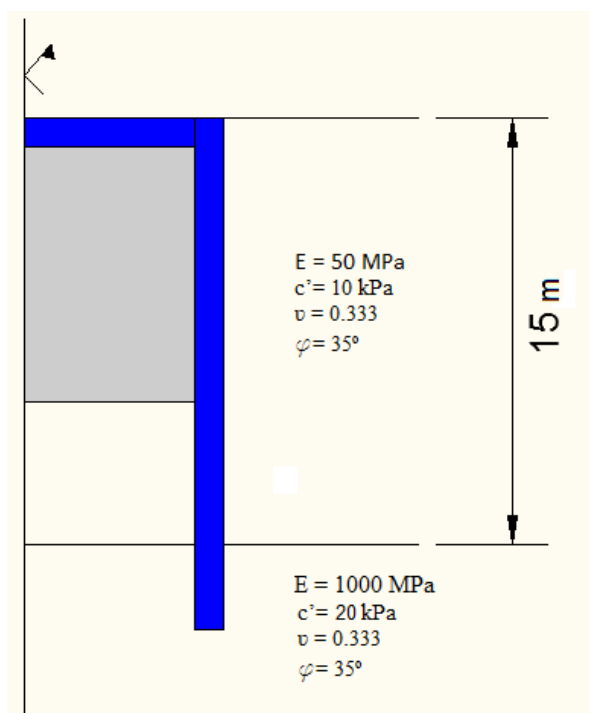


Fig. 17: Corte transversal com as características físicas do solo

$$E = K * pa * \left(\frac{\sigma'_3}{pa} \right)^n \quad (1)$$

3.1.2.2 Elementos Estruturais

Os elementos estruturais existentes são a estaca, a escora e a parede de betão projectado para a distribuição dos impulsos de terra no vão entre estacas. O betão aplicado na estaca e na escora é um C30/37, enquanto o utilizado na cortina de betão é da classe C25/30. Na simulação numérica foi considerado para os elementos de betão, um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e um peso volúmico de 24,5 KN/m³.

Para facilitar o cálculo no programa, foi adoptada uma estaca rectangular com a inércia equivalente à de uma estaca circular de 1 metro de diâmetro. Adoptou-se portanto uma estaca com 1m na direcção longitudinal da obra por 0,84m na direcção transversal, para a

distribuição de momentos ser semelhante. O escoramento é realizado através duma escora com 1 m de altura por 0.50 m de largura centrada no eixo da estaca.

Foi considerada uma ligação rígida entre todos estes elementos, apesar de ser sabido que na realidade essas ligações podem não ser completamente rígidas. Esta opção simplifica significativamente a modelação numérica, sendo uma opção viável em termos de construção, em especial se se optar pela betonagem da escora directamente apoiada no terreno, em simultâneo com a execução da estaca, como sendo as primeiras operações de construção no local. No modelo foi considerada a existência de um estrato rígido a cerca de 15 metros da superfície e uma estaca com 18 metros o que induz a um encastramento de cerca de três vezes o diâmetro da estaca. A Fig. 18, apresenta as dimensões dos elementos estruturais considerados.

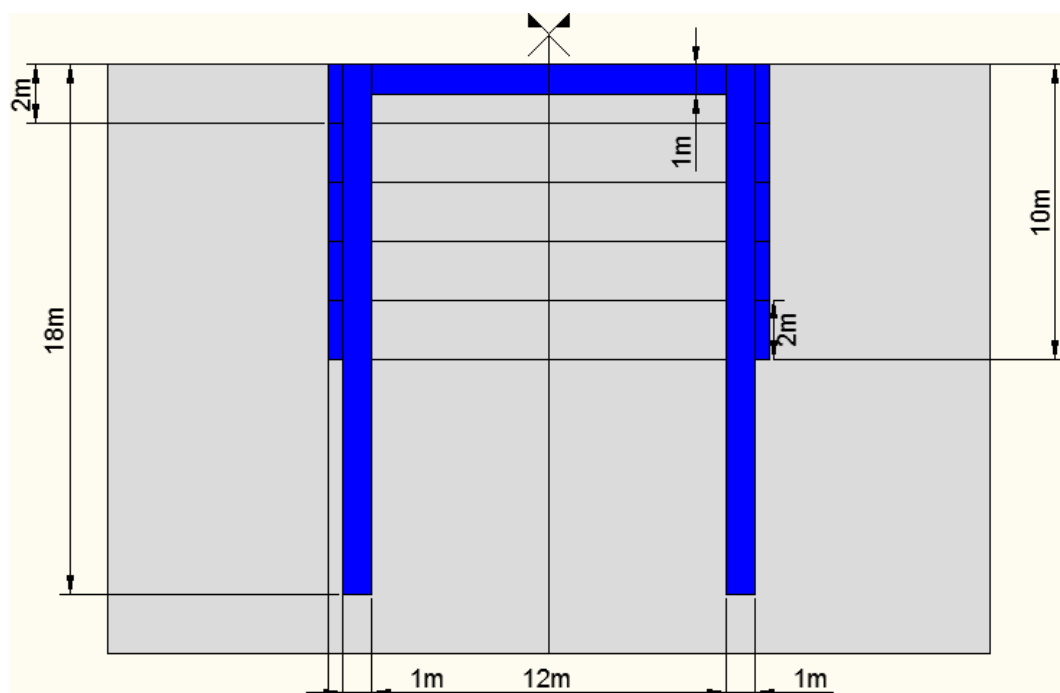


Fig. 18: Esquema ilustrativo de um corte transversal à obra em linha

3.1.3. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS ADOPTADA

O programa de cálculo utilizado no âmbito desta dissertação designa-se por *CODE_BRIGHT* e foi desenvolvido no departamento de Engenharia do Terreno da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC). Trata-se de um programa que usa o Método dos Elementos Finitos e permite a análise acoplada de problemas termo-hidro-mecânicos (Olivella, et al., 1996; Vaunat & Olivella, 2002; Olivella & Vaunat, 2006; Olivella & Vaunat, 2008). Trata-se de um código vocacionado para a resolução de problemas geomecânicos com interface de pré e pós processamento com o software *GiD*, um programa gráfico também desenvolvido na UPC.

Foi construída uma malha no software *GiD* previamente referido, que visa simular o comportamento duma obra em linha de escavação contida por cortinas de estacas espaçadas de 8 metros, escoradas, encastradas 3 metros no estrato rígido e com uma parede de betão projectado com 20cm de espessura entre estacas descrevendo um arco com 2/3 de metro de flecha (1/12 do vão).

Depois da modelação das características geométricas no software GiD, foi necessário atribuir os materiais aos volumes criados e seguidamente imputar as condições fronteira, a porosidade inicial do modelo e os intervalos de tempo.

Na atribuição dos materiais foi necessário considerar que alguns volumes assumem diferentes materiais ao longo do tempo, como é o caso dos volumes que representam o betão projectado. Inicialmente esses volumes são solo, depois são escavados, passando a ser representados por um material que simula a escavação e depois adoptam o material betão projectado, servindo como painéis de contenção. No caso do betão projectado, foram mesmo considerados dois volumes sobrepostos, um até à fase de escavação e outro relativo ao material final.

As condições fronteira adoptadas materializam o efeito de simetria gerado pela solução construtiva, logo, todos os eixos de simetria são considerados como limitadores de deslocamento na sua direcção perpendicular, ou seja, considerando o referencial apresentado na Fig. 16, analisando a zona apresentada a amarelo, esta encontra-se bloqueada por simetria à esquerda e à direita na direcção X e em baixo na direcção Y, como pode ser observado na Fig. 19.

Para a simulação da estrutura referida, foi utilizado um horizonte de 50 metros de solo (para trás da escavação), de modo às condições fronteira atribuídas não terem influência no resultado final e ser obtido um comportamento, o mais aproximado possível do real. Em profundidade também foram considerados 50 metros, dos quais, 15 metros da superfície até ao estrato considerado rígido e o estrato rígido simulado com 35 metros de altura.

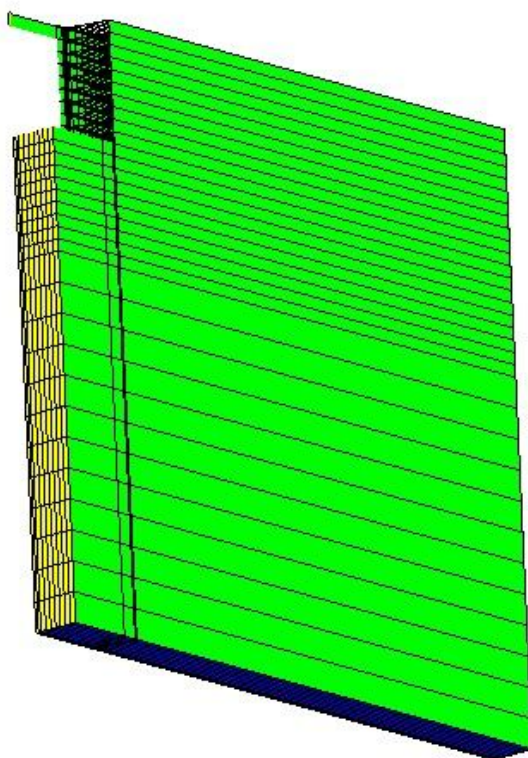


Fig. 19: Condições Fronteira (verde e amarelo restringem deslocamentos nas direcções transversais ao plano cortado e o azul restringe deslocamento em todas as direcções)

Na Fig. 20, é representado o modelo simulado no programa até aos 15 metros de profundidade do solo, nela estão presentes os diferentes volumes considerados com diferentes materiais. São visíveis as camadas de solo escavadas sequencialmente (em tons de azul), tal como os diferentes painéis de betão projectado (tons de vermelho), a escora (amarelo) e a estaca (dourado).

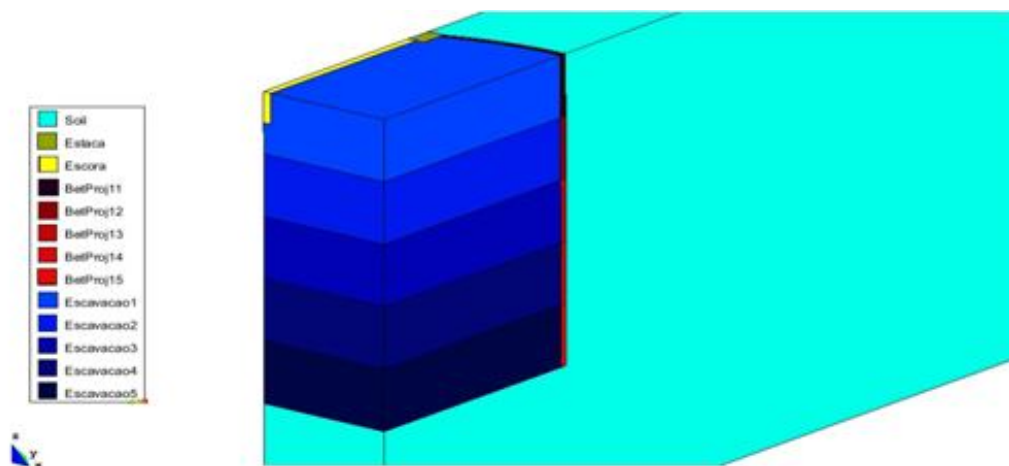


Fig. 20: Materiais Existentes no Modelo Referido (Sem Estrato Rígido)

A porosidade inicial do modelo é, como já foi referido nas características dos materiais de 0,3. Os intervalos de tempo foram atribuídos de forma sequencial, começando pela geração do estado de tensão inicial devido ao peso do solo (1), é executada a estaca e a escora (2), é realizada a escavação dos primeiros dois metros (3), execução do primeiro painel de betão projectado (4), escavação dos segundos dois metros chegando a quatro metros de profundidade de escavação (5) e assim consecutivamente até ao décimo segundo intervalo de tempo, concluindo com a projecção de betão dos oito aos dez metros de profundidade (12).

A malha realizada para o modelo referido, depois de correctamente dividida segundo as zonas de análise com maior relevância, ficou com 11090 elementos formados com 12306 nós, modificando a sua aparência para o apresentado na Fig. 21. Para uma análise mais detalhada do modelo em causa, além da muito maior facilidade em relacionar e encontrar os elementos no tratamento de dados, foram usados elementos paralelepípedicos de seis faces regulares para melhor adaptação à estrutura em estudo.

Note-se na Fig. 21, que esta malha permite a avaliação mais pormenorizada das zonas mais próximas da estrutura de contenção, mas também das deformações e tensões induzidas nas zonas relativamente mais afastadas.

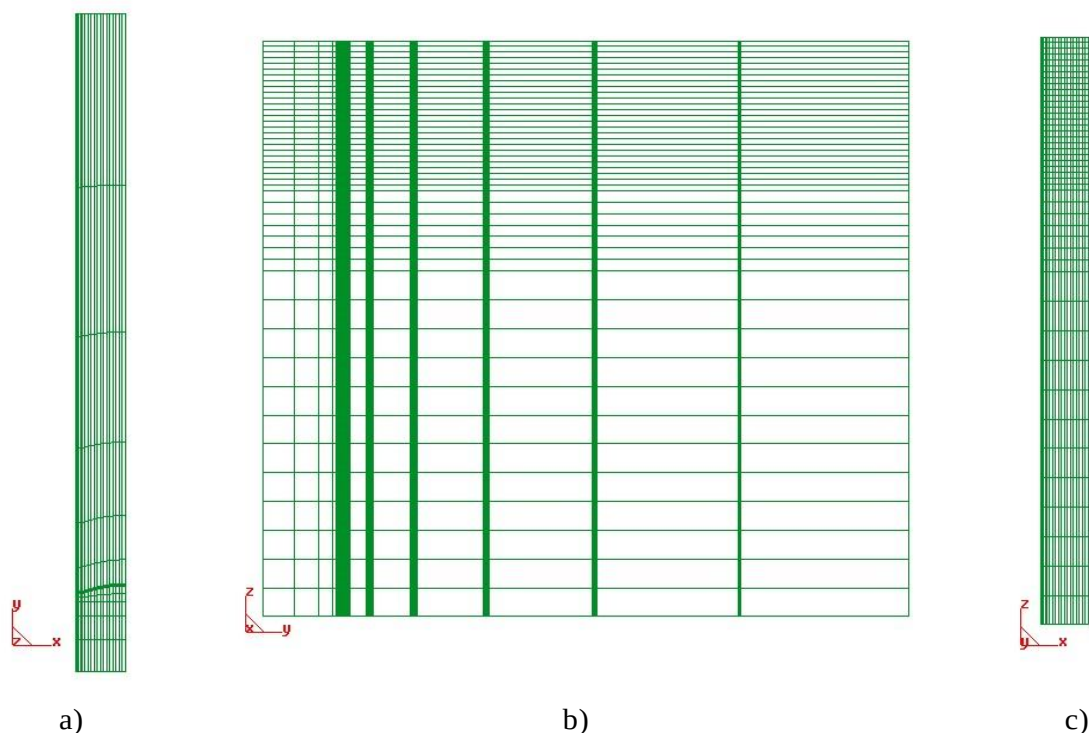


Fig. 21: Malha do modelo realizado e vista dos planos principais; a) vista do plano XY; b) vista do plano YZ; c) vista do plano XZ

3.1.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Na simulação da solução em estudo, foram evidenciados doze intervalos temporais diferentes e consecutivos. Começando pela simulação do estado de tensão de repouso do maciço, a execução da estaca e da escora seguido pela escavação e projecção de betão, em avanços de dois metros, ao longo dos dez metros de escavação. Na Fig. 22, são visíveis todas as fases do processo de escavação e contenção utilizando o método de escavação sequencial. Nesta figura, está presente a escavação em patamares de dois metros, tal como a execução da estaca, escora e os painéis de betão projectado.

A opção por dois metros de escavação resultou de esta ser uma medida corrente em obras utilizando o Método de Escavação Sequencial. Esta dimensão, permite a escavação com relativa facilidade dado ser uma pequena profundidade, além da execução dos painéis de betão projectado ser simplificada, dada a facilidade de projecção sem recurso a equipamentos elevatórios e ainda a estabilidade da frente. Pode ainda referir-se que esta dimensão também estará associada à largura útil da malha-sol que é o material normalmente usado como armadura nas cascas de betão projectado.

Foram então programados 12 intervalos de tempo, com duração de uma semana cada, se bem que, tendo presente que o modelo adoptado não possui características de viscosidade, o tempo adquire pouca relevância.

Dada a dimensão da malha em estudo, a possibilidade de plastificação do maciço e a simulação ser tridimensional, o processo de convergência é demorado. A duração de cada cálculo, base ou paramétrico, demorou entre 6 e 11 horas, dependendo da facilidade de convergência do modelo, utilizando o software já referido.

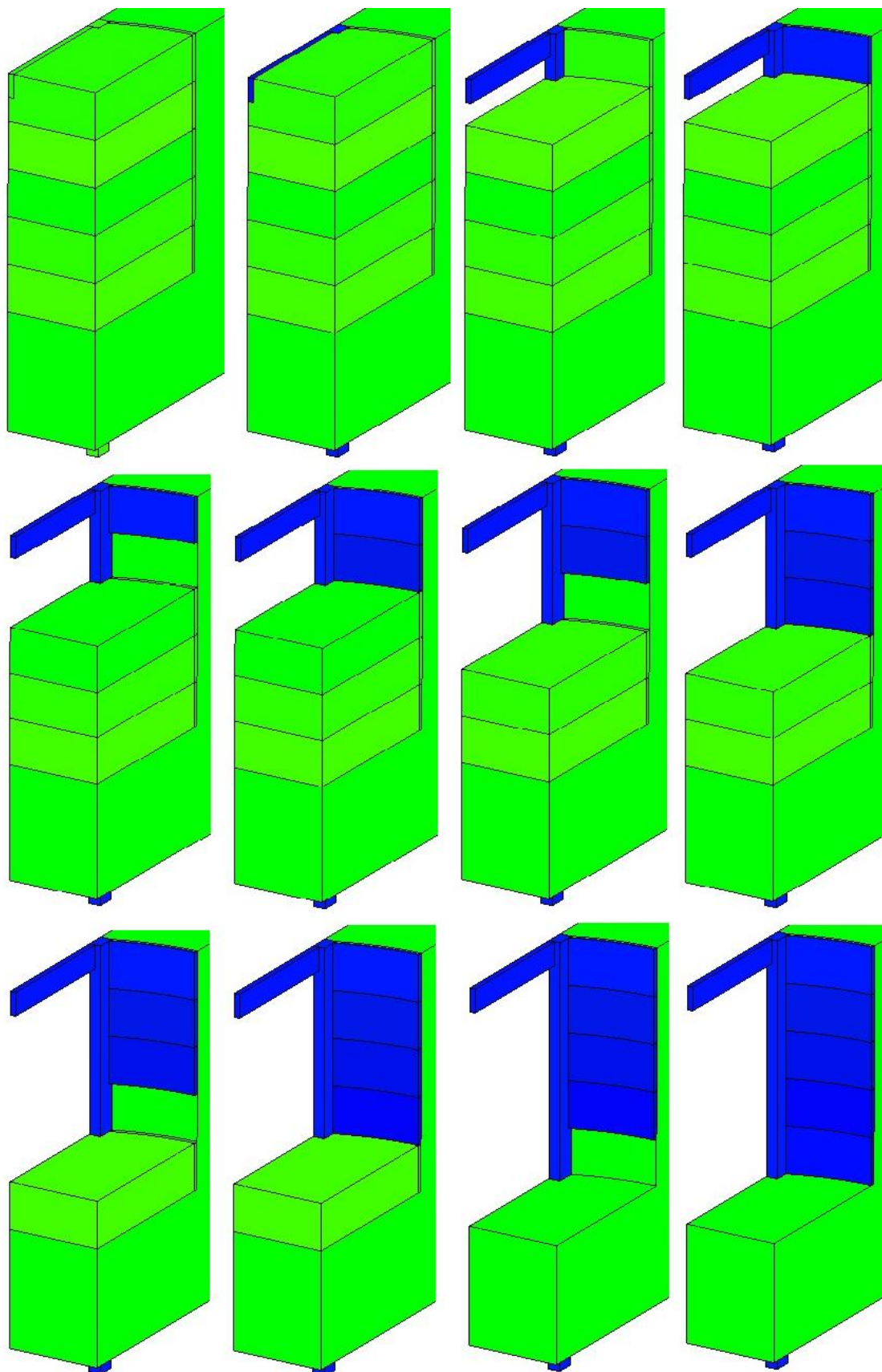


Fig. 22: Ilustração do Faseamento Construtivo (12fases)

3.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO CÁLCULO BASE

Depois de concluída a modelação e respectiva atribuição de características, foi realizada a simulação numérica do modelo, produzindo resultados que se procurará analisar e compreender nos pontos que se seguem.

3.2.1. APRESENTAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A estrutura de contenção, depois de concluído o programa de simulação, sofre deformações consideráveis. Na Fig. 23, são apresentadas as deformações a que a estrutura se sujeitará. A deformada da estrutura será como está representado, mas as dimensões da deformação não estão à escala para garantir a visibilidade dos deslocamentos induzidos.

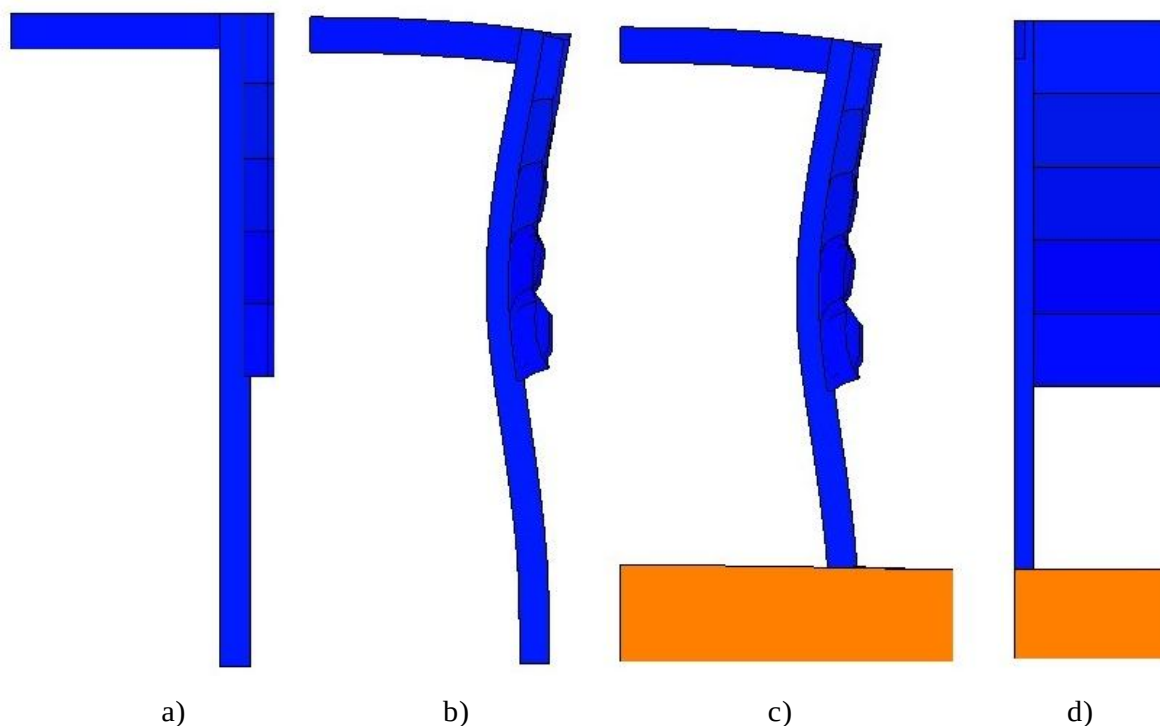


Fig. 23: Figuras referentes à contenção do modelo base; a) perfil sem deformações; b) perfil com deformações; c) perfil com deformações e com representação do estrato rígido; d) vista frontal da contenção não deformada com presença de estrato rígido;

Começou por se analisar a deformação correspondente à fase final da escavação, para ser avaliada a magnitude dos deslocamentos e a sua natureza. Foram realizados gráficos relativos aos deslocamentos finais dos elementos de contenção (estaca e betão projectado) e relativos ao maciço adjacente ao suporte, a meio vão entre estacas, que estão representados na Fig. 24.

Destas figuras é possível retirar os deslocamentos às várias cotas, o deslocamento máximo e comparar as deformações do maciço adjacente à estaca e num alinhamento a meio vão entre estacas. A deformada máxima da contenção realiza-se no plano equidistante às estacas, no centro dos painéis de betão projectado, tal como era espectável.

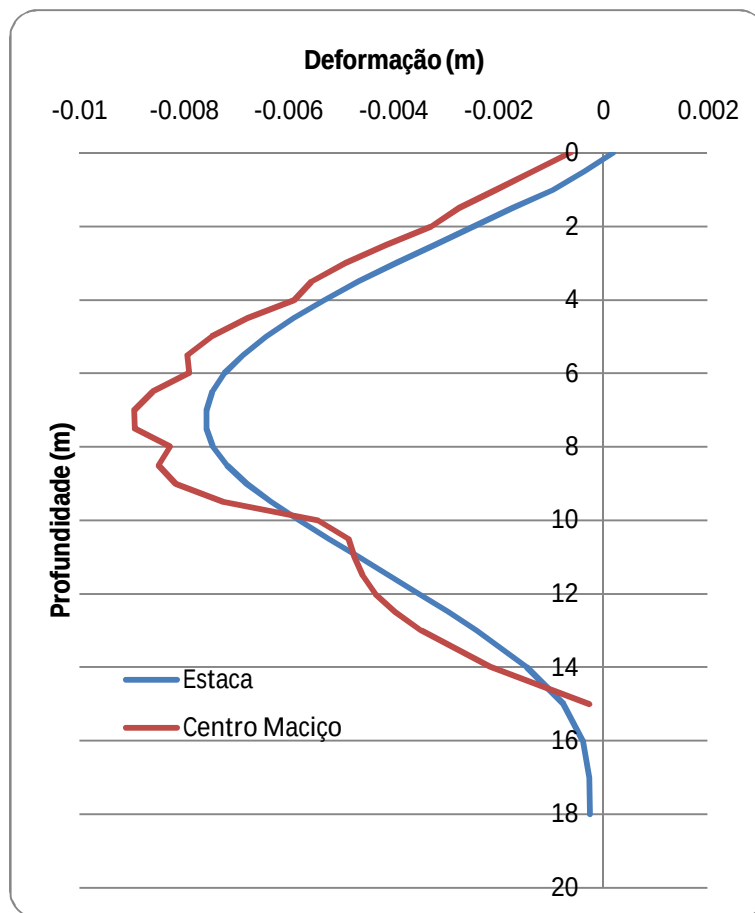


Fig. 24: Deformação final da estaca e deformada final no centro dos painéis de contenção.

No que refere à evolução dos deslocamentos em profundidade, ambas as figuras mostram um crescimento até cerca dos 7,5 m de profundidade, diminuindo rapidamente a partir desta cota. Uma clara diferença entre os dois gráficos corresponde ao facto de, no alinhamento da estaca, os deslocamentos serem sempre contínuos ao passo que, no alinhamento entre estacas, há uma série de máximos locais, correspondentes à parte não suportada de cada patamar de escavação. Essa diferença é tanto mais notória quanto se aprofunda a escavação, correspondendo, para os níveis mais profundos a um crescimento das deformações plásticas associadas à fase de escavação.

Um aspecto importante a realçar prende-se com a magnitude dos deslocamentos máximos observados. Esse valor é de, no alinhamento da estaca, 7,5 mm, e, no alinhamento a meio vão entre estacas, de cerca de 9,0 mm. Tais valores, em comparação com a altura de escavação, correspondem a razões de cerca de 1/1000 o que provam a possibilidade de aplicação da solução preconizada, pelo menos no que refere a deformações.

Também é possível retirar da Fig. 24 que o deslocamento tanto do topo da estaca como do centro da parede de betão projectado são diferentes de zero. No caso do centro da parede de contenção é normal pois o deslocamento é no sentido da escavação. No caso da estaca o deslocamento é no sentido contrário, o que indica que a elevada rigidez entre a estaca e a escora provocam uma rotação na sua interface. Esta rotação exige que seja realizada

posteriormente uma análise de esforços (axiais e momentos) a este elemento, já que não funciona apenas como escora mas como viga.

Um outro aspecto a referir, em especial no que refere ao alinhamento da estaca, é que tanto a escora como o terreno na base da estaca conseguem efectivamente restringir os movimentos na direcção transversal da obra. No que diz respeito à escora os seus movimentos são realmente muito pequenos, combinados com uma forte rotação na secção de contacto com a estaca. Este comportamento é consequência natural de se ter considerado uma ligação totalmente monolítica entre a escora e a estaca. Tal cenário reduz naturalmente as deformações mas agrava os esforços nos elementos estruturais, obrigando a uma inflação no dimensionamento das armaduras.

No que se refere ao comprimento abaixo da base da escavação, é também importante referir o bom encastramento conseguido na simulação, observável na Fig. 24 (dos -15 aos -18 metros), o que leva a crer que o comprimento de encastramento igual a três vezes o diametro da estaca é suficiente e induz bons resultados na deformação da estrutura de contenção. Note-se no entanto que tal comportamento foi conseguido, considerando a existência de um estrato com características de deformabilidade francamente melhores a partir dos 15,0 m de profundidade. A não existência deste horizonte poderá ter sérias consequências no comportamento, esta verificação será realizada no capítulo dos estudos paramétricos.

Um dos resultados que leva a acreditar que a solução apresentada é realizável e eficaz, é a semelhança entre os deslocamentos da estaca e da parede de betão projectado, o que leva a crer que existe uma boa transmissão de esforços no arco de flecha considerada. A diferença entre os movimentos máximos observados é de apenas 1,5 mm, o que corresponde a um agravamento de cerca de 20% (1,5/7,5). Tal diferença, apesar de representar algum efeito benéfico resultante do arqueamento do suporte, mostra que o terreno possui capacidades resistentes elevadas, não sendo muito significativas as deformações plásticas na face da escavação.

3.2.2. DEFORMAÇÃO AO LONGO DAS VÁRIAS FASES DE CÁLCULO

Há conclusões importantes a tirar até esta fase, nomeadamente a ocorrência de movimentos cada vez maiores há medida que a escavação ocorre e a propagação desses movimentos para a superfície. Como a construção é sequencial, é necessário lembrar que a deformação de cada “anel” de betão projectado não é a representada na figura anterior. Essa deformação pode ser calculada pelas diferenças entre os deslocamentos finais verificados e os deslocamentos da fase em que o suporte foi construído.

Através da Fig. 25, é possível entender esse raciocínio, por exemplo, o anel entre a superfície e a cota -2 metros (azul claro), tem como deformada final a diferença entre os valores apresentados na linha azul escura e os apresentados na azul clara, o anel de dois a quatro metros de profundidade tem como deformada final a diferença entre a linha azul escura (final) e a linha lilás (correspondente ao momento em que o suporte foi construído) e assim sucessivamente, até ao anel de cota -8 a -10 metros, que não apresenta deformada pois a simulação acaba aquando da sua construção.

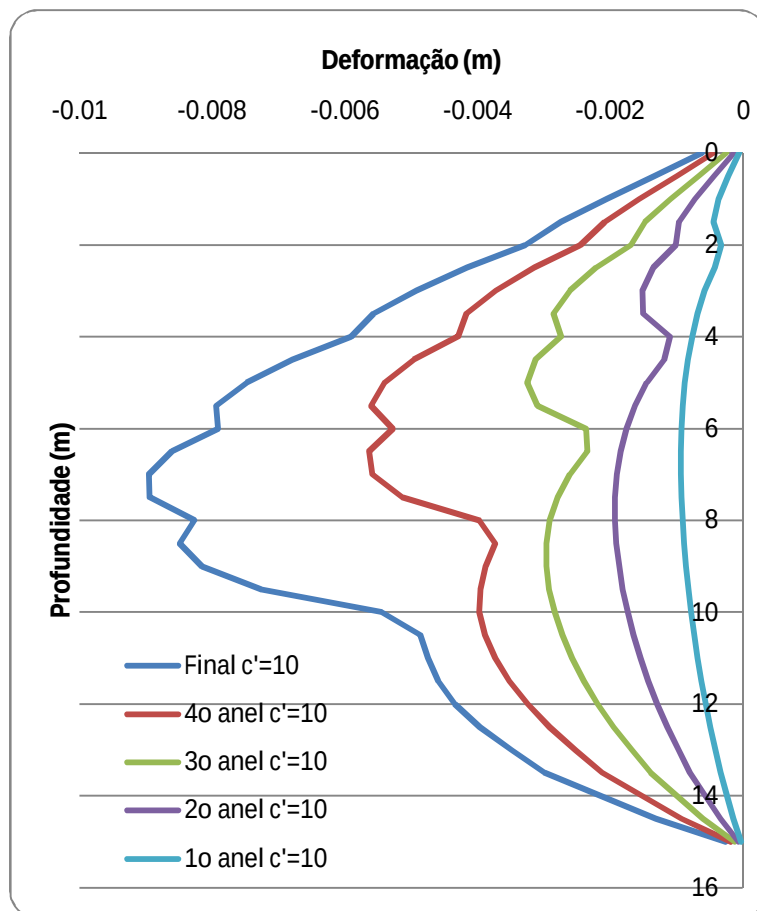


Fig. 25: Deformada do centro da parede de betão projectado após a escavação e construção de cada "anel" de betão projectado.

As diferenças, entre os valores de deformação do solo quando os anéis de betão projectado são executados, pelos valores finais de deformação do modelo, resultam na deformação final dos painéis de contenção, observável na Fig. 26. No Quadro 1, é apresentada a tabela com os valores referentes à deformação dos painéis às diferentes cotas.

Quadro 1: Deformação da contenção nos pontos limite e médios (valores em milímetros)

Deformação dos Painéis da Contenção											
Anel/cota	0 m	-1 m	-2 m	-3 m	-4 m	-5 m	-6 m	-7 m	-8 m	-9 m	-10 m
1º anel	-0.557	-1.688	-2.958								
2º anel			-2.272	-3.403	-4.802						
3º anel					-3.164	-4.221	-5.544				
4º anel							-2.635	-3.364	-4.296		
5º anel									0.000	0.000	0.000

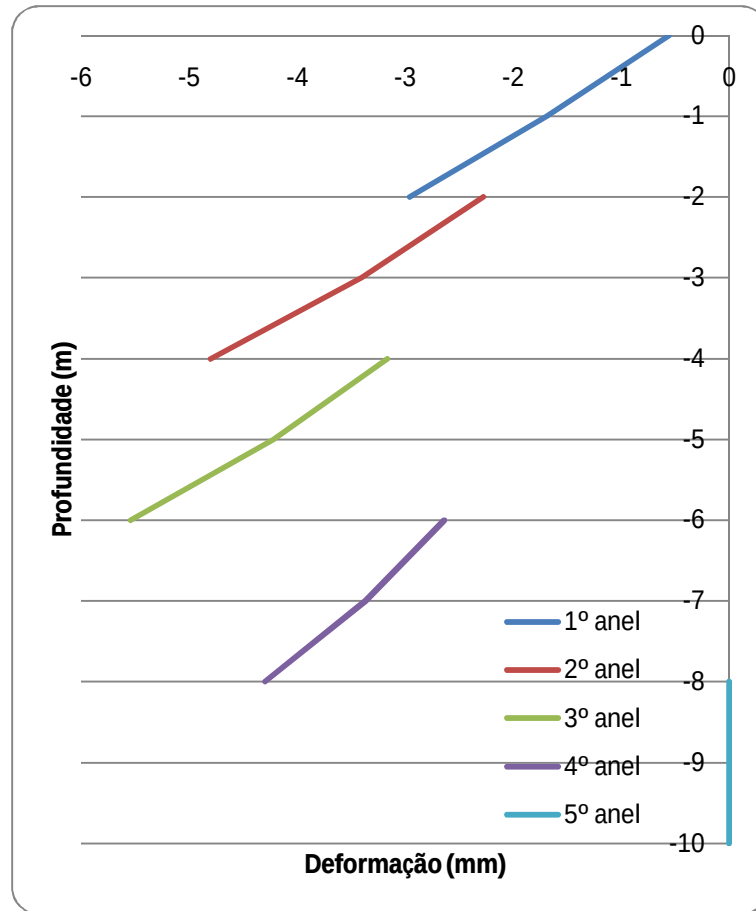


Fig. 26: Deformações do Suporte em Betão Projectado

Para melhor tratamento das deformadas dos vários anéis, foram transferidos valores específicos finais da simulação e trabalhados em “Excel”, de modo a ser de fácil apresentação, tal como uma tabela com a evolução da deformada no tempo dos pontos da linha vertical que define o centro da contenção e será apresentado nas Fig. 12 e Fig. 13.

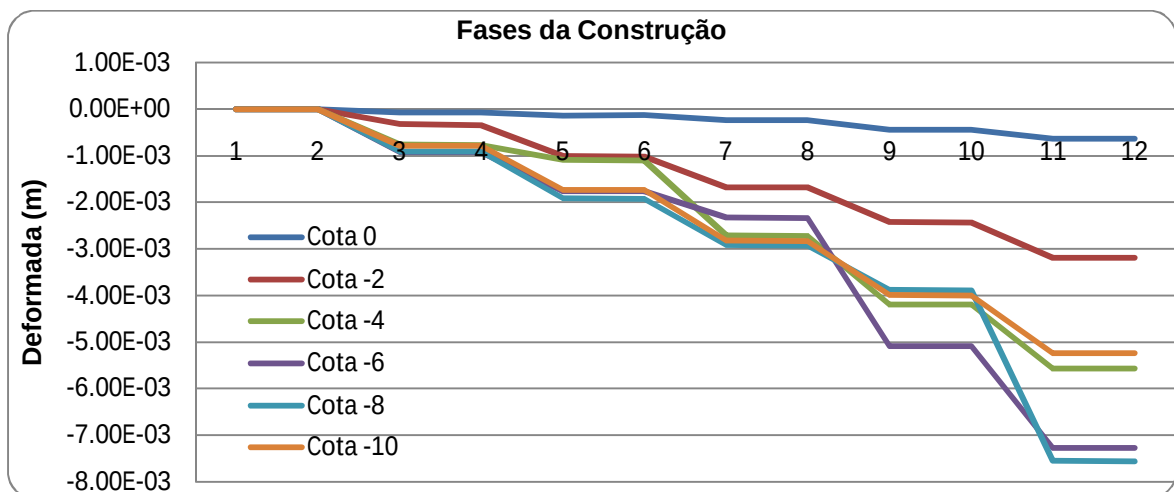


Fig. 27: Evolução do deslocamento dos pontos limite dos anéis do centro da parede de betão projectado

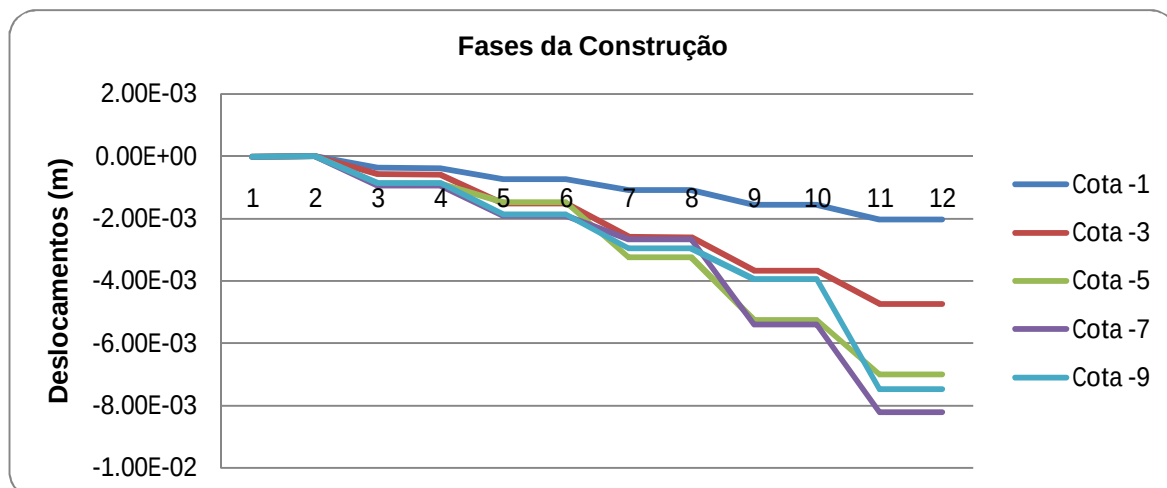


Fig. 28: Evolução do deslocamento dos pontos médios dos anéis do centro da parede de betão projectado

Da análise das figuras anteriores conclui-se que uma escavação até aos 6 metros de profundidade (oitava fase de cálculo) teria deslocamentos muito mais pequenos (65% inferiores) tanto na estaca como nos anéis de contenção. Para o caso duma escavação de 8 metros o máximo dos deslocamentos seria cerca de 35% mais pequeno que para o Cálculo Base.

Depois da análise dos deslocamentos em profundidade, foi feita uma análise mais global de deslocamentos nas várias direcções do modelo, de modo a proporcionar uma avaliação geral de deslocamentos provocados pela escavação. Assim, pretende compreender-se qual a dimensão do impacto da escavação e respectiva contenção no maciço. Para essa análise foram criadas imagens em diferentes perspectivas com a representação das deformações do solo e da estrutura.

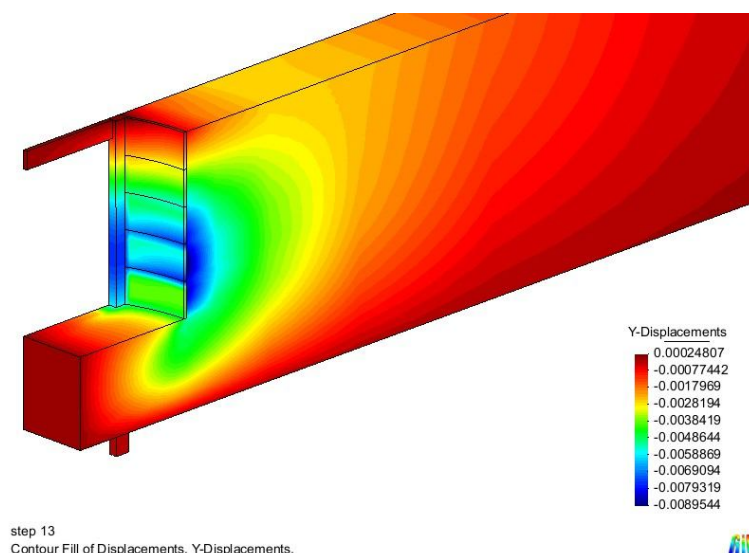


Fig. 29: Deslocamentos finais verificados na direcção Y em m (Direcção Transversal)

Como é possível verificar na Fig. 29, a zona mais deformada do modelo é dos -6 aos -8 metros e decrescente para cima e para baixo a partir dessa zona. É de evidenciar que o deslocamento máximo do modelo na direcção “Y” é de pouco menos que 9 milímetros, o que num vão com estas dimensões não é muito relevante.

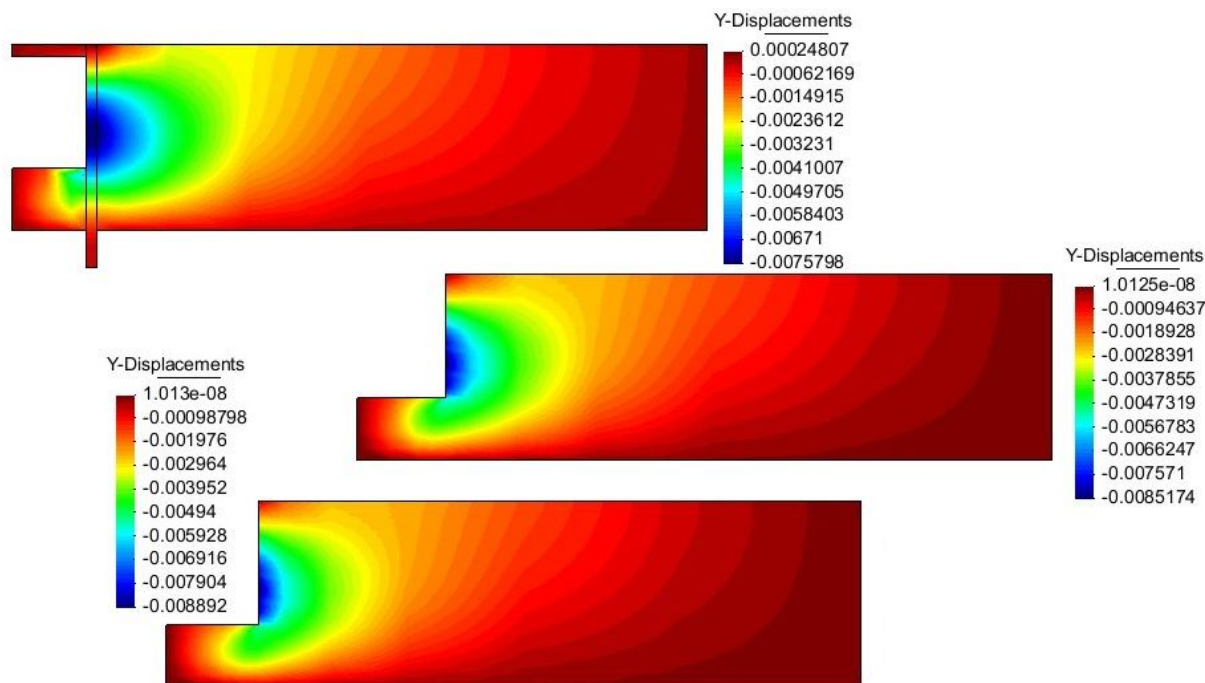


Fig. 30: Cortes verticais da Fig. 29, relativos aos deslocamentos na direcção Y (em metros) nos planos verticais de abcissa 0, 1.5 e 3 metros respectivamente

É possível verificar da análise da Fig. 30, a dimensão da deformação máxima no corte vertical relativo ao centro do vão entre estacas (visível na Fig. 29) e a sua diminuição em direcção à estaca. É também possível observar as diferenças das deformações na direcção “Y” na base da escavação, em consequência da existência pontual da estaca, único elemento que se prolonga até um estrato mais competente. Como era de prever, na zona em frente à estaca dão-se os deslocamentos máximos. Tornam-se claras as muito pequenas deformações superficiais mesmo na zona mais crítica (abcissa igual a 3 metros).

Na direcção “X” e como era de esperar, os deslocamentos não são significativos devido à proximidade de duas condições fronteira impeditivas das deformações nesta direcção ($x=0$ e $x=4$), logo esta direcção apenas será trabalhada na avaliação dos esforços no subcapítulo 3.2.3.

Os deslocamentos na direcção “Z” são muito próximos de zero excepto no fundo da escavação, em que existe empolamento (levantamento devido ao alívio de tensão), que como se pode verificar na Fig. 31, tende a aumentar em direcção ao centro de escavação e tem o seu máximo numa área que dista aproximadamente um metro da zona de implantação da estaca devido à deformação da mesma. Ao longo da face escavada existem poucas deformações consideráveis nesta direcção, tendo valores máximos de nove milímetros. Mesmo assim este valor é de alguma forma amplificado pelo facto de se ter utilizado um modelo elasto-plástico perfeito em que a rigidez em descarga é igual à rigidez em carga.

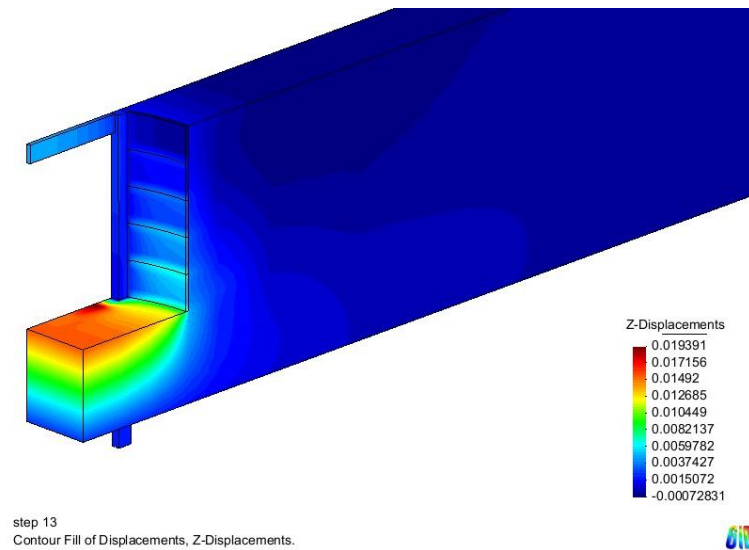


Fig. 31: Deslocamentos finais verificados na direcção Z (mm)

É possível com a junção das Fig. 31 e da Fig. 29, obter um diagrama ilustrativo das deformações consideráveis devido à escavação e construção da estrutura de contenção. Esse diagrama de deslocamentos totais é apresentado na Fig. 32.

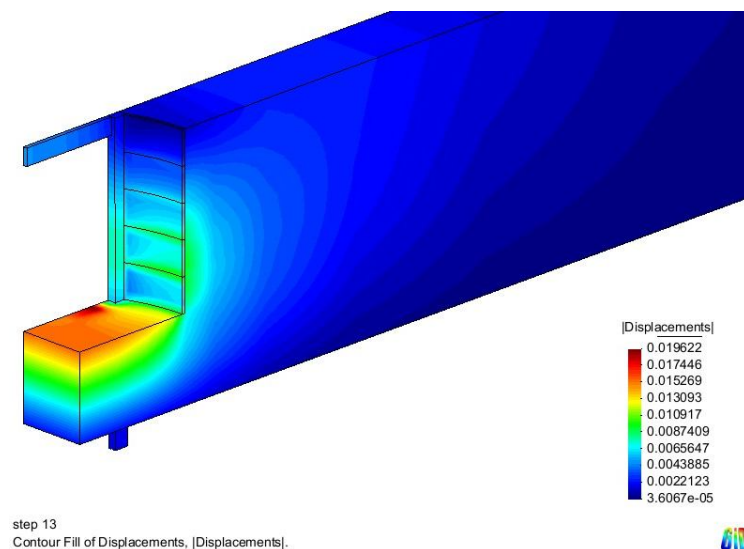


Fig. 32: Deslocamentos totais (mm)

3.2.3. APRESENTAÇÃO DAS TENSÕES VERIFICADAS NO MODELO

Para a análise de tensões existentes no solo e estrutura, foram criadas imagens com a informação das tensões em várias fases e ainda cortes da estrutura de modo a poder ser observado o “interior” do modelo.

As tensões na direcção Y (Fig. 33), direcção sensivelmente normal à escavação, têm especial relevância no solo junto à contenção e para poder ser avaliado o comportamento da solução em estudo.

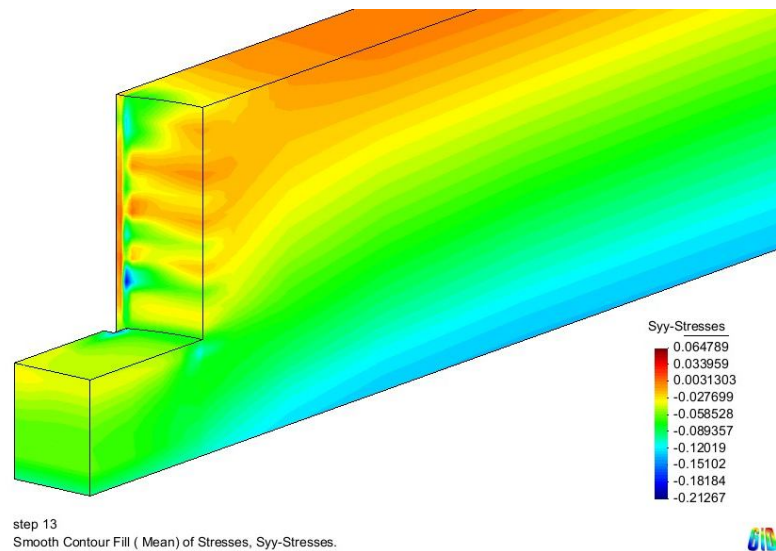


Fig. 33: Tensões no solo na direcção "Y" (MPa)

Foram realizados cortes horizontais representados na Fig. 34, nos quais é possível observar a grande diferença entre as solicitações a diferentes cotas na direcção referida e a boa distribuição de tensões provocado pelo arco de flecha $L/12$ considerado.

Só através deste arco, conseguimos ter diferenças tão grandes entre o centro da face escavada e a estaca, representativo da mobilização do efeito de arco em planta no solo. Pela observação dos cortes da Fig. 34, conclui-se também que a distribuição das tensões em "Y" variam muito em profundidade, sendo perfeitamente visível a diferente distribuição e dimensão dos esforços a diferentes cotas. Verifica-se que à cota -5 metros existem tensões muito pequenas, ao contrário da cota -7,5 metros, em que as tensões têm valores muito superiores, correspondentes a uma evidente distribuição de tensões na estaca.

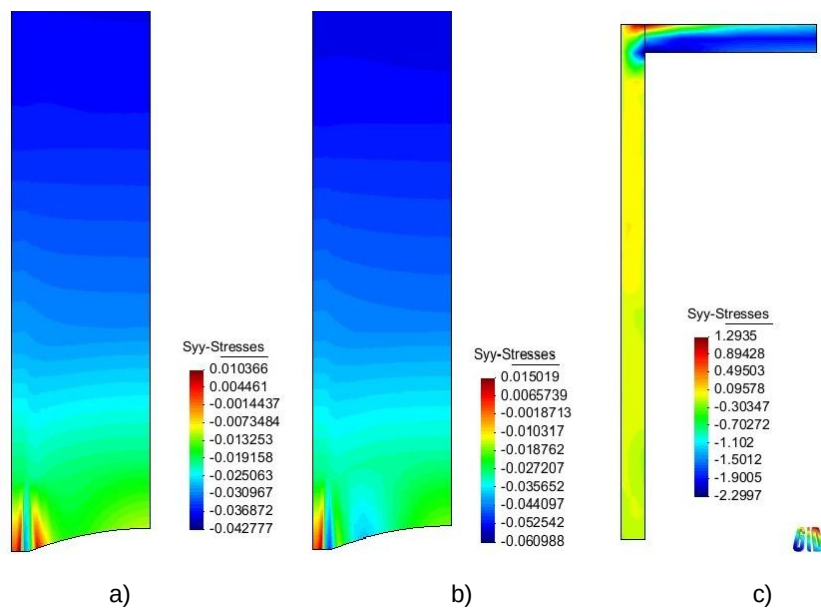


Fig. 34: Tensões finais na direcção Y em MPa: a) cota -5 m; b) cota -7,5 m; c) na escora e estaca

Outra questão pertinente é a distribuição de tensões no solo em altura, nos planos verticais entre a estaca e o centro da escavação, e o modo como a parede de betão projectado realiza a contenção de esforços. Para tal foram realizados cortes verticais no modelo de abcissa igual a 0, 1,5 e 3 metros, que se apresentam na Fig. 35.

Da análise dos cortes da Fig. 35, podemos observar uma diminuição da tensão na direcção “Y”, nas proximidades da parede de betão projectado com a distância à estaca. É também possível analisar as tensões de corte que se desenvolvem abaixo da cortina de betão projectado e na fronteira com o estrato rígido. É possível identificar uma zona à superfície, na qual a escavação não propicia nenhum tipo de tensão no solo, afastada cerca de 10 metros da face de escavação.

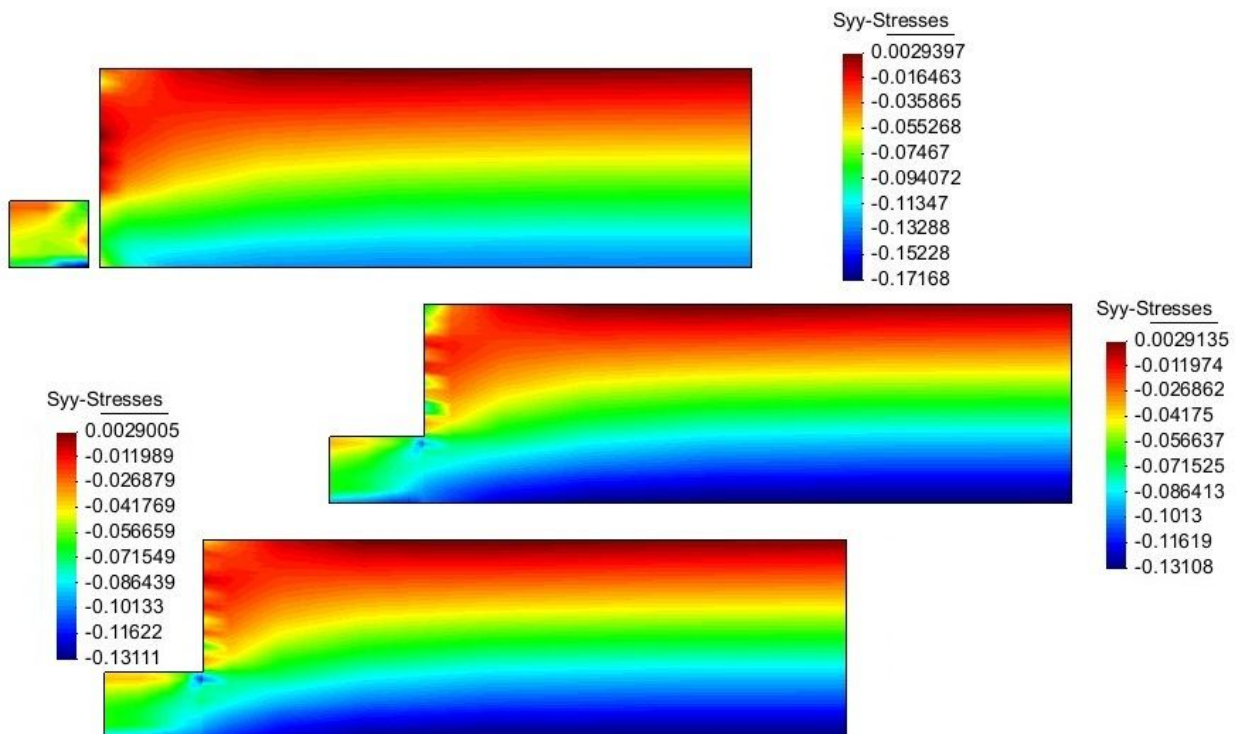


Fig. 35: Cortes verticais nos planos de abcissa 0, 1.5 e 3 metros respectivamente de cima para baixo com a distribuição das tensões na direcção transversal à obra em MPa.

Na construção de uma contenção inovadora como a estrutura em estudo, é necessário proceder à análise de plastificação do solo, de modo a avaliar a extensão das zonas no limite da sua capacidade resistentes, de forma a se confirmar a viabilidade da construção. É necessário compreender que uma solução de contenção é realizada para conter o solo, mas é também suportada pelo solo.

Para a análise de plastificação o código utilizado (CODE_BRIGHT) fornece um diagrama referente ao multiplicador plástico em que, devido à sua reduzida dimensão, o único parâmetro que será analisado é a propagação da plastificação, ou seja a dimensão da zona plastificada. Este multiplicador plástico fornece-nos uma ideia da parcela das deformações plásticas ocorridas no maciço, ao directamente proporcional a elas (Topa Gomes, 2008)

3.2.4. APRESENTAÇÃO DAS PLASTIFICAÇÕES VERIFICADAS NO MODELO

Nas Fig. 36 e Fig. 37, é perfeitamente visível a plastificação existente no maciço, tal como a extensão das zonas plastificadas. A zona mais plastificada é relativa ao “embarrigamento” da estaca no solo do fundo da escavação, este fenómeno induz à presença de multiplicadores plásticos diferentes de zero, até aproximadamente os 3 metros à frente da estaca na direcção do centro da escavação.

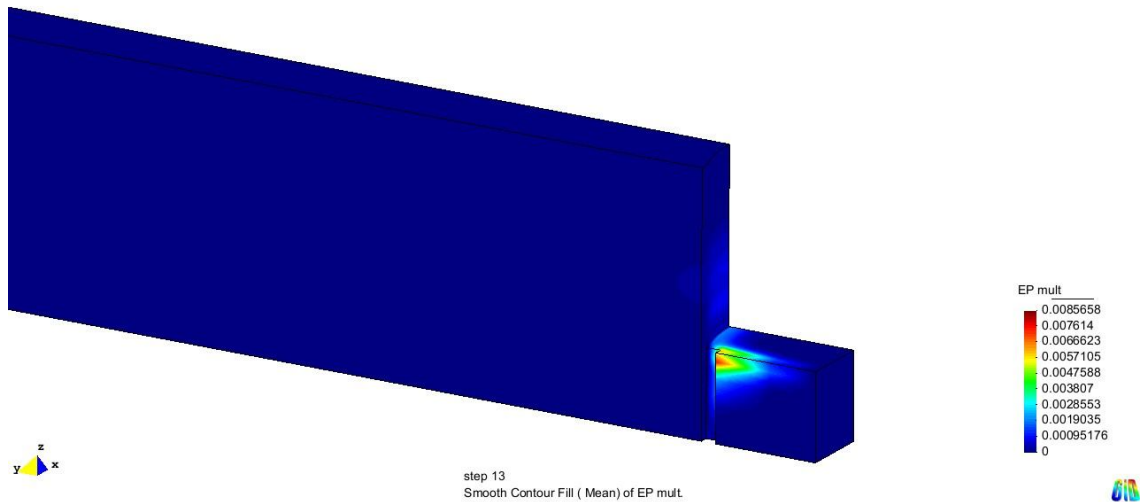


Fig. 36: Plastificação do maciço no final da escavação e contenção

Nos cortes da Fig. 37, é mais perceptível a variação do multiplicador plástico. Em profundidade, propaga-se até 2,5 metros abaixo da base da escavação. Conclui-se que a presença de plastificações no maciço escavado é muito pequena e com pouca relevância.

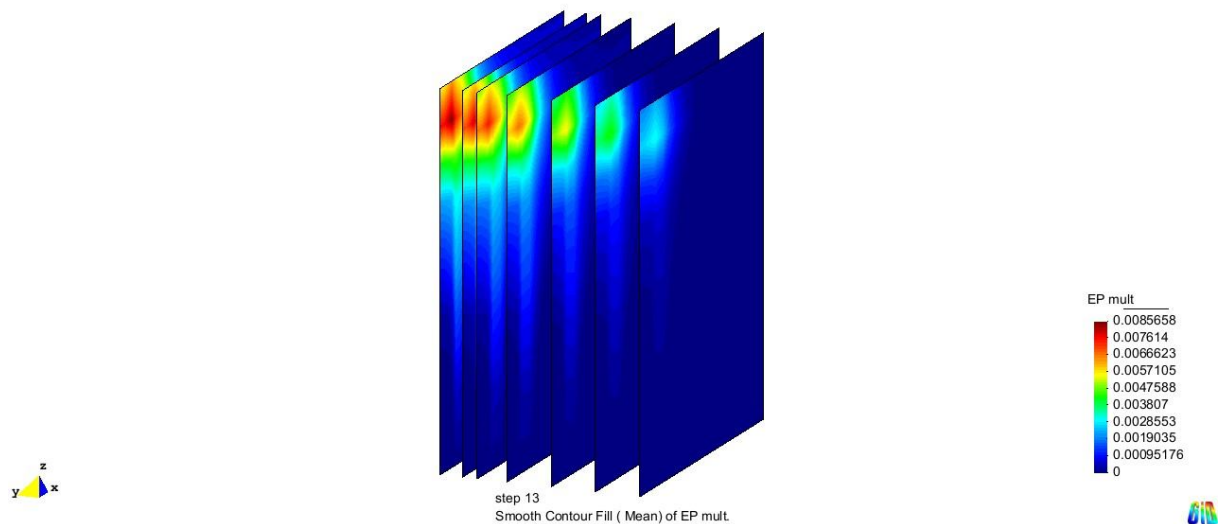


Fig. 37: Cortes consecutivos da Fig. 36, na zona mais próxima da plastificação (0 a 3 metros)

Visto a plastificação na frente da estaca ser expectável e completamente controlável pelo bom encastramento da estaca, a plastificação que tem mais relevância neste modelo é a existente no interior da face de escavação. A extensão da plastificação por trás dos painéis de betão projectado é realmente importante na consideração da contenção em estudo, pois mostra o comportamento do solo simulado no estudo.

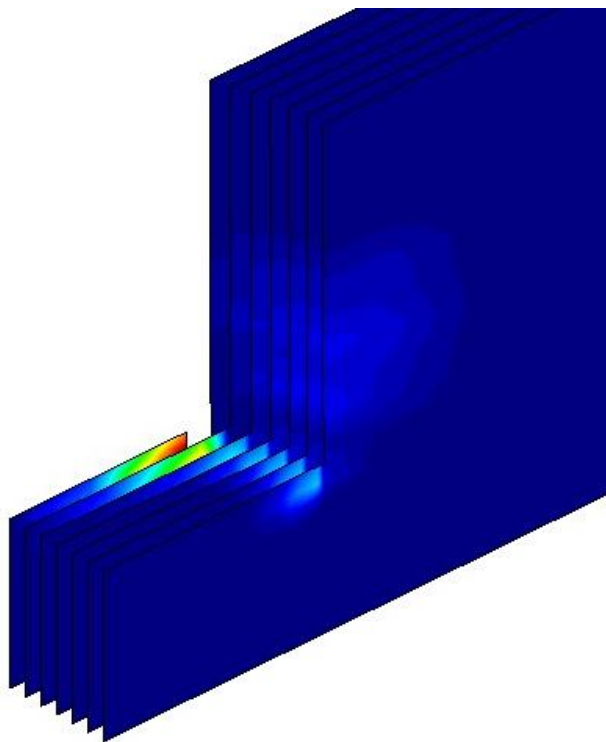


Fig. 38: Zonas plastificadas no modelo relativo ao Cálculo Base

Como é visível na Fig. 38, existe plastificação na face do solo escavado, plastificação essa que tem uma extensão de aproximadamente 4 metros para o interior do maciço e que varia dos -4 aos -11 metros.

3.2.5. APRESENTAÇÃO DOS ESFORÇOS VERIFICADOS NO MODELO

No modelo examinado como base, os esforços mais relevantes são os esforços existentes na estaca, na escora e no centro da contenção de betão projectado, como previamente concluído. Será neste subcapítulo, feita uma análise aos diagramas de esforços existentes, nesses elementos de contenção.

3.2.5.1. Esforços na estaca

Dos esforços suportados pela estaca, os que têm mais relevância são os esforços transversos e os momentos flectores, pois estes são os esforços na direcção da contenção do maciço.

Da análise do diagrama da Fig. 39, relativo aos momentos flectores da estaca, podem ser retirados os valores máximos 400 kN.m para os momentos positivos e -230 kN.m para os

momentos negativos, na secção de encastramento. O diagrama de momentos flectores representa-se do lado das fibras tracionadas, portanto, nos zeros do diagrama dos momentos flectores existe um ponto de inflexão da deformada da estaca, o que se verifica através da comparação com a Fig. 24.

A dimensão dos momentos flectores encontrados é suportável por um elemento com a secção da estaca utilizada, embora fortemente armada.

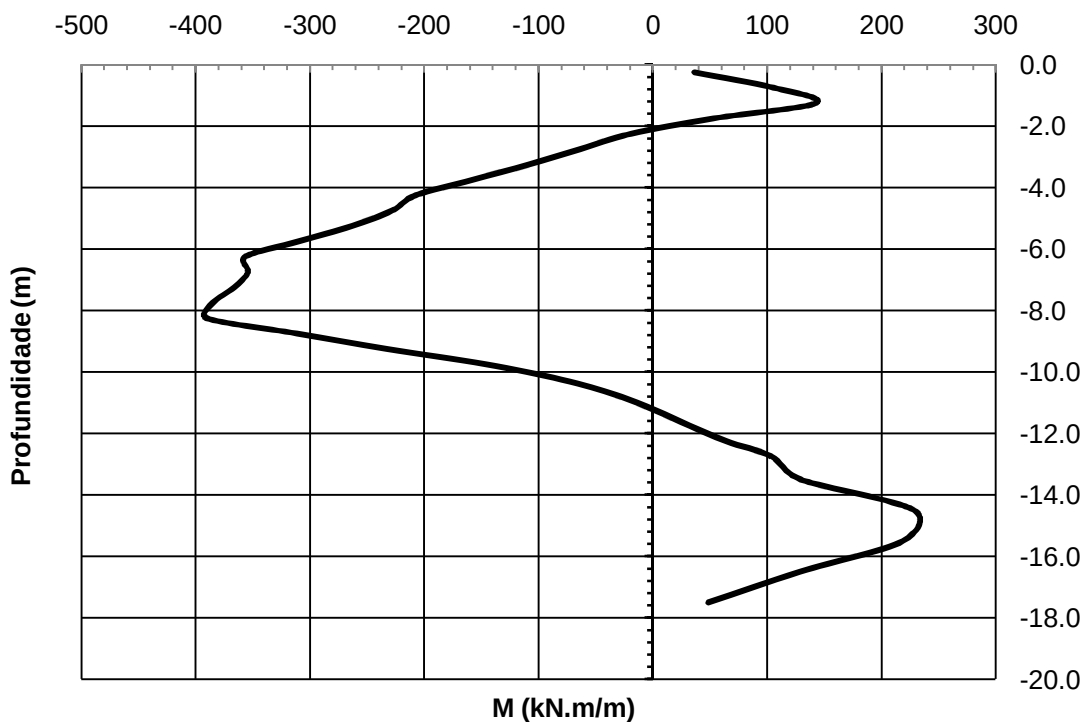


Fig. 39: Gráfico dos momentos flectores da estaca para o cálculo base

Na Fig. 40, apresenta-se o diagrama de esforços transversos do mesmo elemento. Neste diagrama, e começando da superfície, é identificável no primeiro metro uma mudança brusca de esforço, relativa à transmissão à escora do esforço transversal na direcção indicada. Depois, é visível a contribuição da descarga de cada painel de betão projectado na estaca até aos -10 metros. Entre os -10 e os -15 metros os esforços são respectivos ao solo na base da escavação e abaixo dos -15 metros existe o encastramento no solo mais rígido.

Analisando o esforço transversal abaixo da base da escavação nota-se uma primeira diminuição mas a mudança brusca surge apenas aos 15,0 m de profundidade, correspondendo ao aparecimento do estrato rígido.

Ao longo da estaca, exceptuando na zona da escora, o esforço transversal nunca é maior que 250 kN. Este valor parece perfeitamente aceitável, dados os esforços descarregados pela contenção de betão projectado.

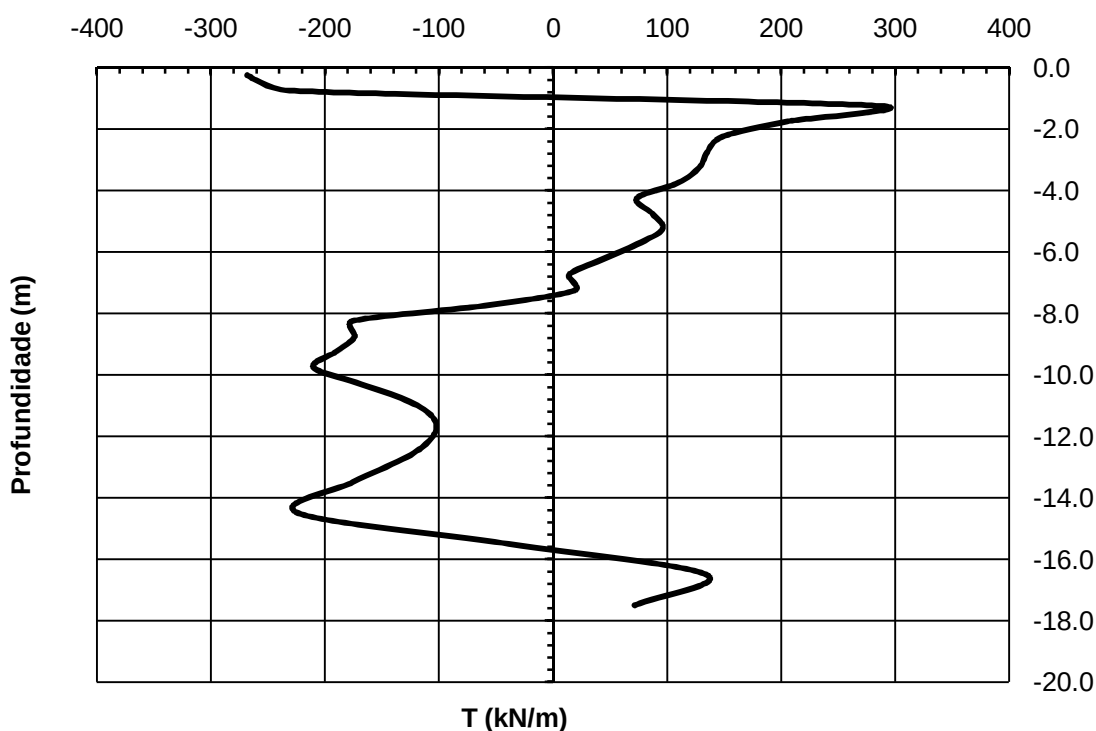


Fig. 40: Gráfico dos esforços transversos da estaca para o cálculo base

3.2.5.2. Esforços no centro da contenção de betão projectado

No centro da contenção por betão projectado, é esperado ser a zona de toda a estrutura mais crítica em termos de deformações (já verificado) e de esforços induzidos à contenção. Nas Fig. 41, Fig. 43 e Fig. 42, são apresentados os diagramas relativos aos esforços existentes na contenção de betão projectado.

A Fig. 41, ilustra o diagrama de esforços axiais ou esforços de membrana dos painéis de contenção. Este esforço axial dos painéis de betão projectado é o esforço que será transmitido à estaca. O esforço axial dos elementos de contenção vai ter tendência a aumentar com a profundidade, mas nos extremos de cada anel vai haver propensão a anular-se.

No primeiro anel, o diagrama apresentado parece um pouco disforme, e resulta fundamentalmente da elevada rigidez conferida pela escora. O esforço axial máximo aparece aos 8 metros de profundidade igual a -287kN/m , o equivalente a uma tensão de compressão de $0,72\text{ MPa}$, e coincide naturalmente com a zona mais deformável do suporte

Na Fig. 43, pode ser observado o diagrama de esforços transversos relativo ao centro da contenção. Como pode ser observado, o esforço transversal tem uma dimensão muito mais pequena que o esforço axial. Tal facto, é verificado devido à boa transmissão de esforços realizada pelo arco, descrito pelos painéis de betão projectado e de flecha igual a $L/12$, mas resulta sobretudo da pequena rigidez transversal do suporte

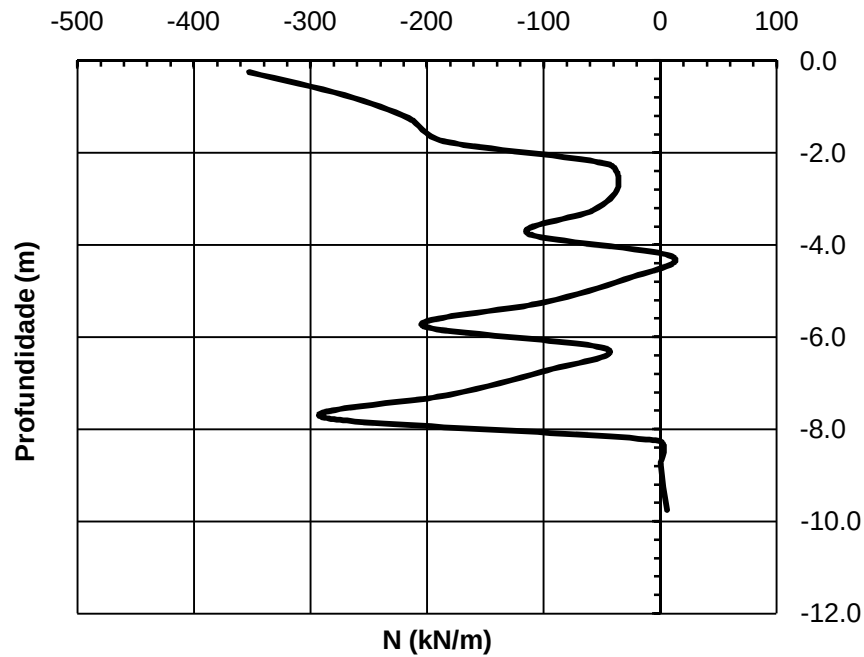


Fig. 41: Diagrama de esforços axiais no centro da contenção de betão projectado

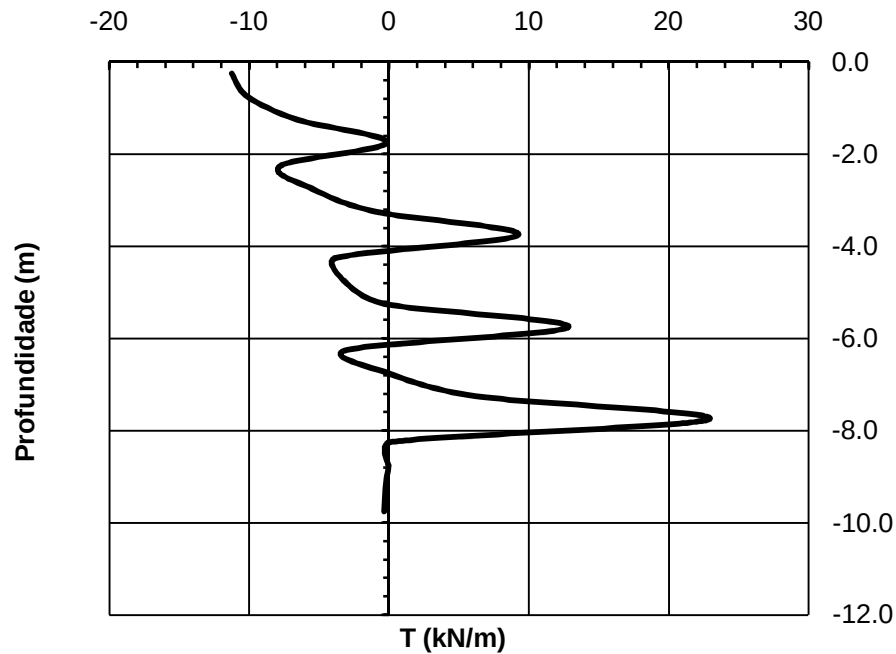


Fig. 42: Diagrama de esforços transversos no centro da contenção de betão projectado

O diagrama de esforços transversos, começa por ser negativo devido ao efeito de reacção da escora e é crescente em profundidade para o primeiro anel. Na passagem entre anéis o esforço diminui consideravelmente em todos os anéis tomando valores negativos, valores

esses que crescem consideravelmente até à base de cada anel. O esforço máximo é de 23 kN/m e apresenta-se aos 8 metros de profundidade.

De referir ainda a variação de esforço transversal dentro de cada anel, correspondendo ao efeito de arco na direcção vertical associado a cada um dos patamares de escavação.

Relativamente aos momentos flectores na direcção vertical, Fig. 43, verifica-se que o momento máximo é a meio vão de cada anel escavado, sendo o máximo absoluto igual a 5.6 kN.m/m relativo ao segundo e terceiro anel.

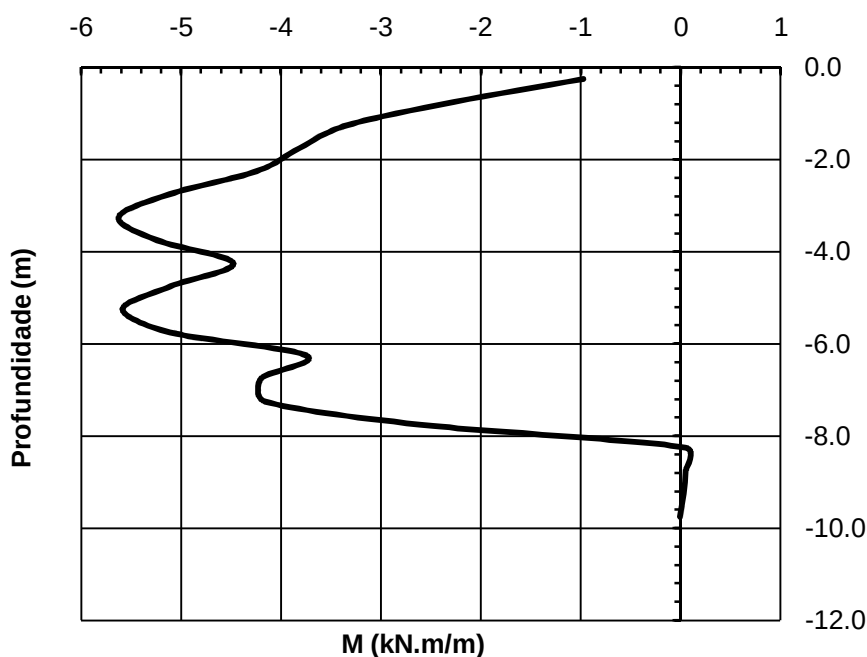


Fig. 43: Diagrama de momentos flectores no centro da contenção de betão projectado

Tais valores reduzidos resultam sobretudo do facto de termos uma rigidez de flexão muito pequena, pelo menos em comparação com a rigidez de membrana.

Se for considerada uma parede de betão projectado com 20 cm e armado com $\phi 7/0,15m$, o momento resistente da secção sujeito a flexão simples é 16,1 kN.m/m, valor muito distante do máximo obtido neste Cálculo Base.

É importante referir que elementos estruturais como os painéis aqui estudados não possuem, normalmente, armadura de esforço transversal, opção resultante da dificuldade, ou mesmo impossibilidade, de as implementar. Assim sendo, um dos critérios para a definição da espessura da casca é o de garantir que esta é capaz de resistir aos esforços transversos sem a colocação de armaduras específicas para o efeito. É apresentado no Quadro 2, para várias espessuras de painéis e várias classes de betão, o esforço transversal máximo que o suporte consegue resistir, sem a colocação de armadura de esforço transversal. Para o cálculo desses esforços utilizou-se a metodologia proposta pelo Eurocódigo 2 – Design of concrete structures (2004).

Do Quadro 2, visto o esforço transversal máximo ser de 23kN, conclui-se que não é necessária a utilização de armadura de esforço transversal para a espessura escolhida para o Cálculo Base (0,2 metros) para nenhuma das classes de betão apresentadas.

Quadro 2: Esforço transverso resistente máximo de painéis sem armaduras de esforço transverso (kN/m)

Espessura (m)	Classe de Betão		
	C20/25	C25/30	C30/37
0,15	66,5	76,7	86,9
0,20	90,8	104,8	118,8
0,25	113,3	130,7	148,1
0,30	133,7	154,3	174,9

Do cálculo do momento, o momento máximo considerado é 5,6 kN.m, que para um betão da classe C25/30 dá um momento reduzido na secção, “ μ ”, aproximadamente igual a 0,05, valor perfeitamente compatível com a utilização das armaduras vulgarmente utilizadas neste tipo de painéis.

3.2.5.3. Esforços na escora

A escora é um elemento fundamental na estabilidade da solução apresentada, dependendo a estrutura, deste elemento para garantir a deformação e alívio de tensões. A escora vai ter maioritariamente esforços axiais, mas devido às tracções instaladas na zona superior do contacto com a estaca, o momento na zona de encastramento também vai ser considerado.

É curioso o facto de no encontro da estaca com a escora existirem esforços de tracção, situação perfeitamente justificável pela deformada da estaca há superfície, como é observável na Fig. 24 e já referido previamente, desloca-se um pouco no sentido positivo do eixo dos “Y”. Este fenómeno releva o interesse de, em desenvolvimentos futuros, se considerar o uso de elementos de junta nestas interfaces.

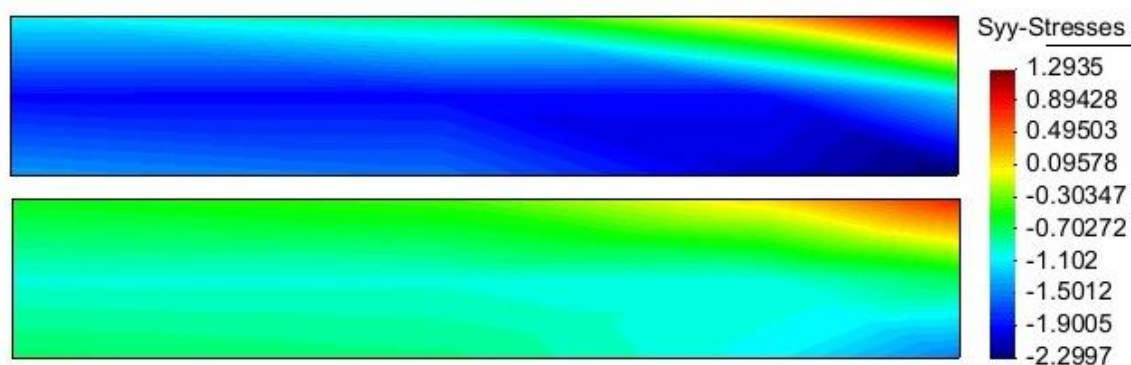


Fig. 44: Análise dos esforços na direcção “Y”, em MPa na escora
(plano de abcissa 0 e plano de abcissa 0,25 metros)

Na análise da escora representada na Fig. 44, é possível entender a sua importância no sistema construtivo, pois as tensões mais consideráveis são suportadas por este elemento, provocando esforços de compressão médios de dimensão próxima dos -477kN (-1,91MPa).

Quadro 3: Valores dos Esforços dos elementos da escora e Tensão média relativos à análise da Fig. 44

Tensão nos elementos	Compressão média	Esforço médio
1,01		
-4,82		
-0,46	-1,91 MPa	-477 kN
-3,35		
-1,06		
-2,76		

O esforço axial da escora difere dependendo da zona da secção em estudo, por isso, foi dividida em diferentes elementos de modo a ser possível a análise dos momentos induzidos pela contenção. Na Fig. 45, são apresentados os esforços axiais da escora, na zona superior as fibras estão inicialmente tracionadas, mas rapidamente são desenvolvidas compressões. Na zona inferior da escora existem grandes compressões ao longo de todo este elemento. O valor médio de esforço axial é constante, como é natural uma vez que não se aplicam cargas adicionais ao longo do seu comprimento, e aproxima-se de -1.91 MPa, o equivalente a um esforço de compressão de 477 kN.

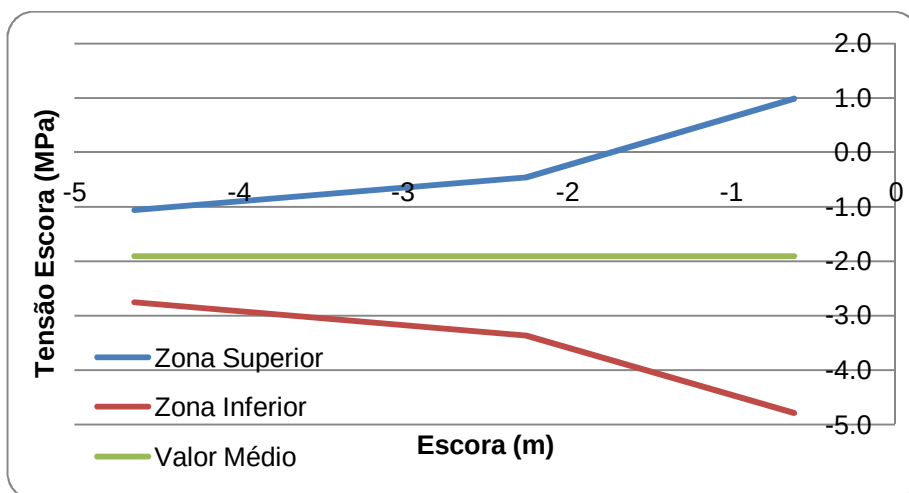


Fig. 45: Diagrama de Tensões Axiais na Escora ao longo do comprimento

Os momentos existentes na escora são relativos à diferença entre as tensões na zona inferior e na zona superior, tendo maior relevo como visto na Fig. 46, na zona mais próxima do contacto com a estaca. O momento máximo presente na escora é de 1460 kN.m que diminui para os 400 kN.m aos 5 metros da escora. O momento reduzido máximo, " μ ", na escora é de 0.32, o que indica a necessidade de uma secção fortemente armada na zona de contacto com a estaca.

Esta observação, apesar dos benefícios ao nível da rotação da estaca e, consequentemente, ao nível da sua deformação total, conduz a dificuldades construtivas acrescidas, associadas à dificuldade de garantir uma efectiva continuidade entre estes dois elementos estruturais.

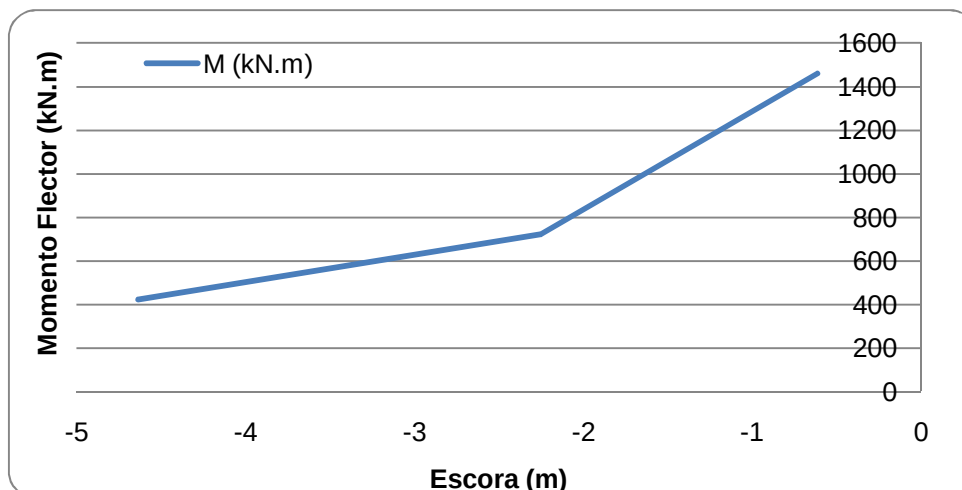


Fig. 46: Diagrama de Momentos Flectores na Escora

3.3. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Da análise do cálculo base, vem a concluir-se que as deformações da contenção têm valores baixos, entre 7 e 9 milímetros, aliados a grandes tensões na estaca e escora mas muito pequenas nos painéis de betão projectado.

A estaca necessita de uma elevada taxa de armadura, estimada em 140 kg/m^3 , e a escora exige uma boa ligação à estaca (resultado da sua construção simultânea). É também imperativo um grande comprimento de amarração entre elementos de modo a que a resistência aos elevados momentos seja suprida. Desta necessidade conclui-se que a escora além de esforços axiais, necessita de reagir positivamente a elevados momentos flectores, o que significa que se transforma estruturalmente numa viga.

O efeito de arco provocado nos anéis de betão projectado está a realizar correctamente a sua função, dada a diferença entre os valores do esforço transversal e do esforço axial existente na contenção. A estrutura está a funcionar como idealizada.

Dado os parâmetros do solo considerado, o deslocamento da estrutura está a ser limitado pelo bom encastramento da estaca. O bom encastramento é considerado fundamental para um bom funcionamento da estrutura.

Existia a possibilidade de haver um duplo escoramento (ou ancoragens ao longo da estaca) no caso de ser considerado necessário, mas devido ao bom funcionamento da estrutura, tal adição não será realizada nos estudos paramétricos.

4

ESTUDOS PARAMÉTRICOS

4.1. INTRODUÇÃO

A interpretação do modelo realizado para o cálculo base, subcapítulo 3.2., parece provar a viabilidade da utilização da solução de contenção de terras numa obra em linha através de estacas muito afastadas. Entende-se no entanto que o modelo adoptado possui algumas considerações que facilmente podem sofrer variações significativas numa obra real.

As variações realizadas dividir-se-ão em dois grupos, modificações geométricas da contenção, Fig. 47, tais como: a flecha descrita pelos painéis de betão projectado; o vão entre estacas; o diâmetro da estaca e a variação da profundidade do estrato rígido; e modificações paramétricas dos materiais utilizados, tais como: o Módulo de Young e a Coesão;

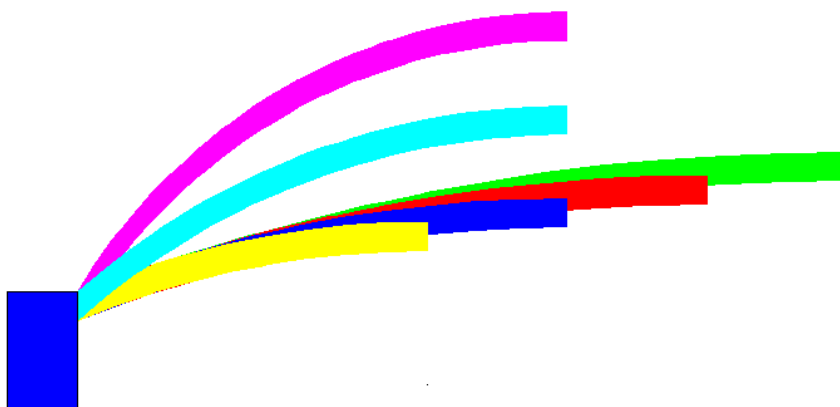


Fig. 47: Variações geométricas da flecha e vão da parede de betão projectado

Pretende-se agora alargar a abrangência desta metodologia para um maior número de casos de estudo, procurando enquadrar algumas das incertezas típicas neste tipo de obras e neste tipo de solos, realizando algumas simulações numéricas com a variação de algumas características do terreno e da contenção.

Nestes estudos procurar-se-á analisar apenas os parâmetros mais directamente comparáveis, nomeadamente deformações e esforços nos elementos estruturais. Na análise paramétrica

procurar-se-á ainda compreender, até que ponto as variações introduzidas comprometem de alguma forma a utilização da solução.

Partindo das características da solução base, foram variados parâmetros individualmente para haver percepção da importância de cada um na estabilidade da contenção em estudo. Efectuaram-se estudos paramétricos focando as variáveis apresentadas no Quadro 4, assumindo os valores limites apresentados no mesmo quadro.

Quadro 4: Variações paramétricas realizadas

Variações Paramétricas		Estudo 1	Estudo 2	Estudo 3
Geométricas	Flecha da contenção	L/6	L/4	
	Vão entre estacas	6 m	10 m	12 m
	Diâmetro da Estaca	800mm		
	Profundidade Estrato Rígido	20 m		
Características Físicas	Módulo de Young	10 MPa	25 MPa	100 MPa
	Coesão	2 kPa	5 kPa	20 kPa

Com a análise dos parâmetros em questão, é pretendido analisar a viabilidade do modelo estrutural apresentado, quando sujeito a alterações das características base. Um dos principais objectivos é encontrar rácios de variação da deformação e esforços na estrutura para as diferentes modificações a realizar, de modo a que seja possível prever a viabilidade construtiva de uma solução aplicada a um diferente solo, com diferentes exigências estruturais.

4.2. VARIAÇÃO DA FLECHA DESCRITA PELA CONTENÇÃO

A variação da flecha da contenção pode ser uma solução interessante para diminuir os esforços nos elementos de betão projectado e a deformação final no maciço. Apresenta todavia, o inconveniente de aumentar o volume de escavação, com as inevitáveis repercussões ao nível de custos e de dificultar a própria realização da parede, na medida em que arcos pronunciados podem ser mais difíceis de executar.

Os aspectos benéficos do arqueamento da parede estão associados a duas características principais do comportamento: o terreno possui maior capacidade de redistribuição de esforços em planta, por efeito de arco; o betão projectado passa a ter eminentemente esforços de compressão, em vez de esforços de flexão, sendo sabido a muito maior capacidade resistente dos elementos de betão ao primeiro tipo de esforços. No entanto esta última componente dos esforços no betão reflecte-se num aumento dos esforços na estaca.

A variação da flecha provoca então, um de dois resultados dependendo da sua dimensão: ou o vantajoso alívio dos esforços de flexão e consequente diminuição da deformada do betão projectado, devido ao melhor comportamento do solo, ou o sobre carregamento de compressão do betão projectado e consequente sobre esforço da estaca.

Note-se que, tendo presente o comportamento bastante satisfatório da solução apresentada no Cálculo Base, nunca serão expectáveis diferenças radicais no comportamento. Em qualquer dos casos as melhorias ocorrerão e, caso se pretenda extrapolar a solução aqui apresentada para maciços com comportamentos mais débeis, seja ao nível da deformabilidade ou ao nível da resistência, esta é uma variável que pode ser testada.

Para estudar o comportamento da solução e visto ter sido usado como flecha base $L/12$ foram simulados e seguidamente serão apresentados os resultados relativos a modelos com flecha da contenção de $L/6$ e $L/4$ para uma contenção em tudo o resto igual à solução base, tanto nas características do solo como nas estruturais e geométricas referidas no capítulo 3.1. e seus subcapítulos.

4.2.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA

Com o aumento da flecha, pode prever-se uma diminuição dos esforços na contenção de betão projectado, mas um aumento dos esforços na estaca. O aumento dos esforços é provocado pelo aumento da deformação da estaca

Como se pode observar na Fig. 48, houve realmente um aumento da deformada entre a solução base e as soluções com maior flecha. Tendo a solução base uma deformação máxima da estaca de 7,6 milímetros, com a variação da flecha a deformada máxima vai aumentar para, aproximadamente 8,2 milímetros em ambos os cálculos paramétricos, que é equivalente a uma variação de 10% à cota -7,5 metros.

O facto da deformada da estaca, de ambos os modelos em que foram introduzidas variações de flecha, ser tão próxima, significa que o terreno tem um papel activo na própria contenção, o que manifesta uma diferente distribuição dos esforços nos painéis de betão projectado e consequentemente diferente carregamento da estaca. A deformação da estaca é também limitada, devido ao eficaz encastramento no estrato mais rígido e ao bom travamento no topo realizado pela escora ligada de forma rígida à estaca.

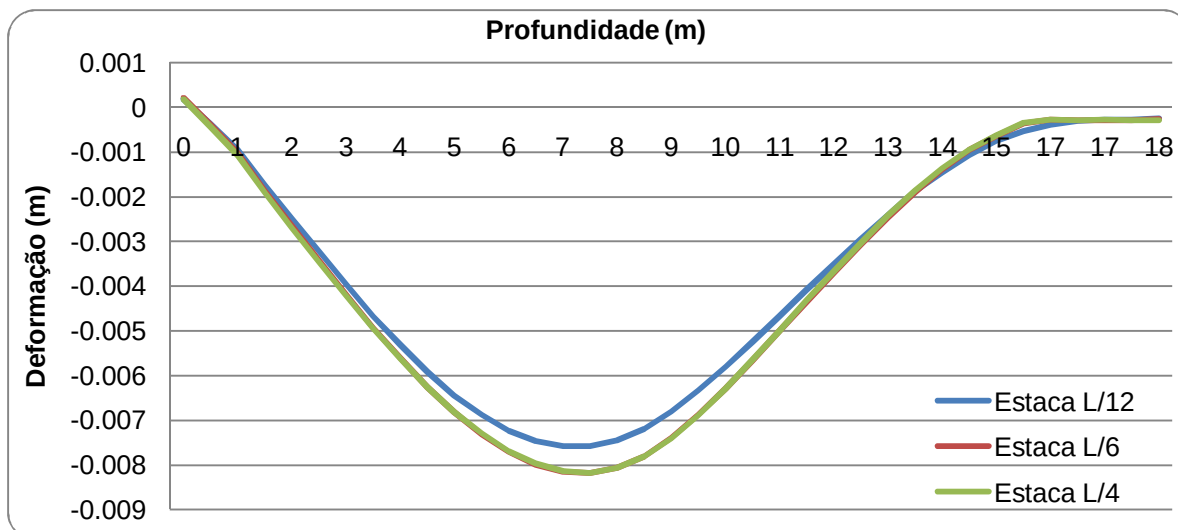


Fig. 48: Gráfico ilustrativo da variação da deformada da estaca com a variação da flecha da contenção

4.2.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS

A deformada final do maciço no alinhamento a meio vão entre estacas, está ilustrada na Fig. 49 onde é possível observar que as deformações são muito próximas entre as três diferentes contenções. A contenção de flecha igual a $L/4$ apresenta algumas vantagens em relação aos outros dois modelos na deformação da contenção de betão projectado. O modelo com flecha de contenção igual a $L/6$ tem uma deformada muito próxima à obtida no Cálculo Base.

A deformação máxima no maciço, da solução com flecha igual a $L/6$ é de aproximadamente 9 mm e a de $L/4$ de 8.7 mm, o que significa uma diminuição em relação ao cálculo base de 6%. A estrutura à superfície tem pequenas diferenças de deformação, que têm consequências na restante deformada e daí o embarrigamento do maciço ser semelhante nas três contenções, não apresentando diferenças consideráveis.

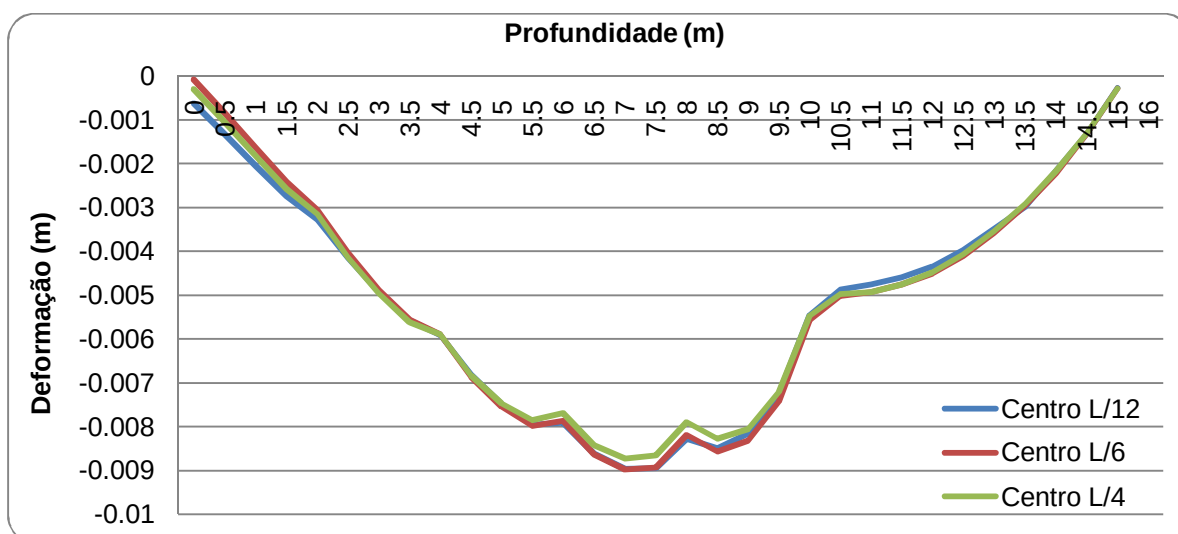


Fig. 49: Gráfico ilustrativo da variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da flecha da contenção

Conclui-se que o aumento da flecha, tem um efeito positivo na deformação da contenção de betão projectado, provocando uma menor deformação e consequentemente menor esforço.

Na Fig. 50, é possível observar os diferentes comportamentos do maciço, para os diferentes modelos em estudo e nas várias fases de construção da contenção. O comportamento das diferentes contenções é muito aproximado.

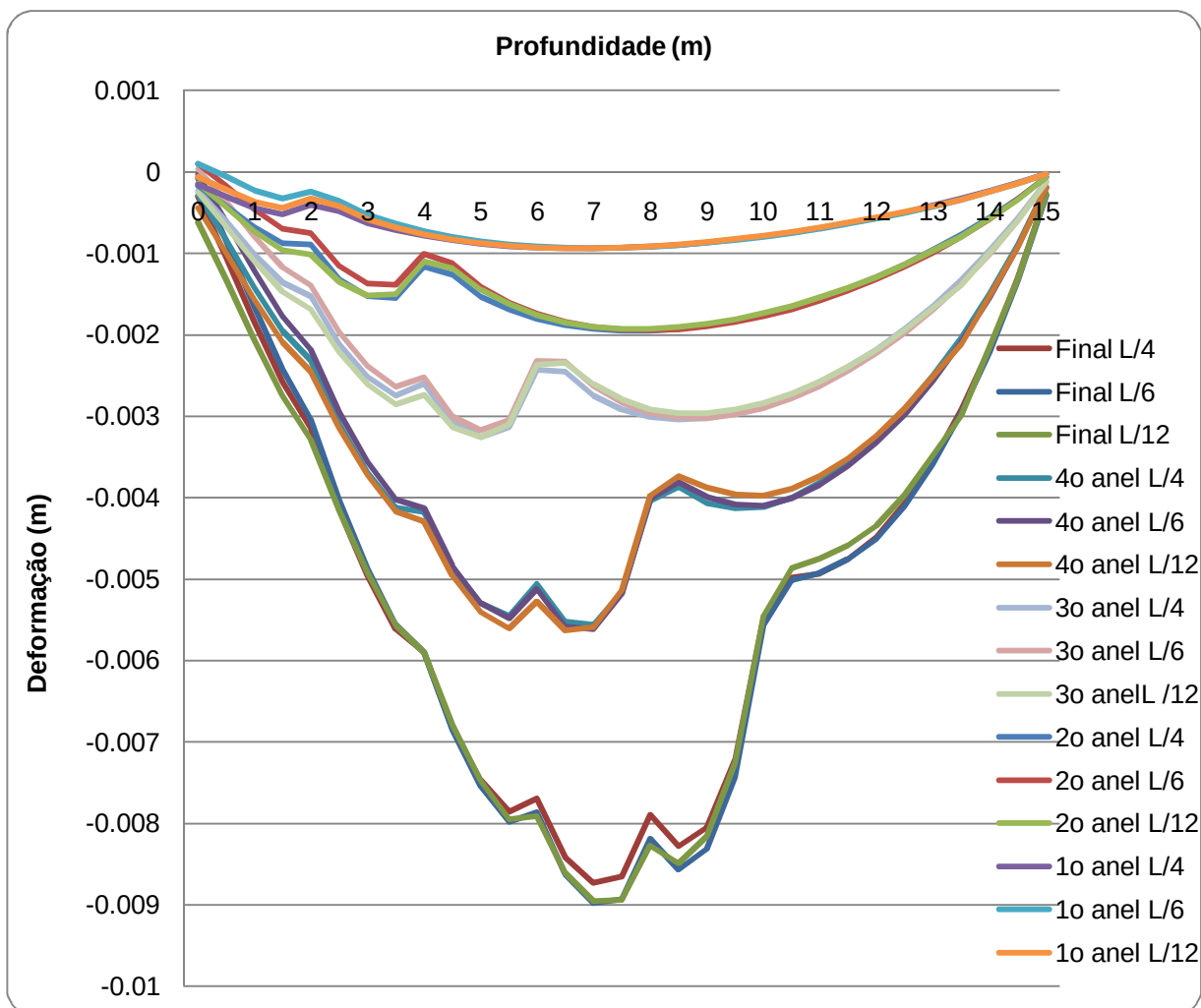


Fig. 50: Gráfico ilustrativo da variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da flecha da contenção para diferentes fases construtivas

Da interpretação da Fig. 50, verifica-se que o aumento da flecha não tem uma contribuição significativa para o comportamento da deformada da estrutura, contudo, deverá haver uma distribuição, um pouco diferente, dos esforços nos vários elementos. Da comparação das três figuras anteriores, conclui-se que o aumento da flecha da contenção de betão projectado, provocou uma aproximação da deformada da estaca e do maciço, facto que pode ser benéfico, visto que os elementos menos resistentes estão sujeitos a menor deformação.

Os valores retirados da análise feita em 4.2.1 e 4.2.2 levam a crer que a rigidez existente entre elementos estruturais e consequente redistribuição dos esforços retira os proveitos do aumento da flecha, aliviando os esforços na contenção de betão projectado e naturalmente sobrecarregando a estaca.

4.2.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO

O suporte de betão projectado é caracterizado por cinco anéis com dois metros de altura e uma flecha variável nesta análise paramétrica. É esperado destes anéis flexão composta devido aos esforços instalados que têm como consequência deformações associadas à direcção “Y”.

Para a análise da deformada do suporte de betão é necessário, tal como realizado no cálculo base, trabalhar o gráfico da deformada no centro da contenção, para as várias etapas de construção e retirar as diferenças entre a deformação final dos elementos e a deformação na fase em que os elementos são instalados.

Na Fig. 51, são ilustradas as deformadas dos anéis constituintes da parede de betão projectado do 1º ao 4º anel, do topo da contenção para baixo. Nos painéis representados é possível verificar que para cada anel, o diferencial entre o valor maior e o menor é tendencialmente mais baixo para a contenção com flecha $L/4$. Os modelos com menor flecha, $L/12$ e $L/6$, deformam de modo muito aproximado a partir da cota -2 m. O Cálculo Base tem uma deformação inicial maior do que zero, cerca de 0,5 mm ao contrário dos demais modelos, o que provoca que a deformação do primeiro painel seja bastante diferente.

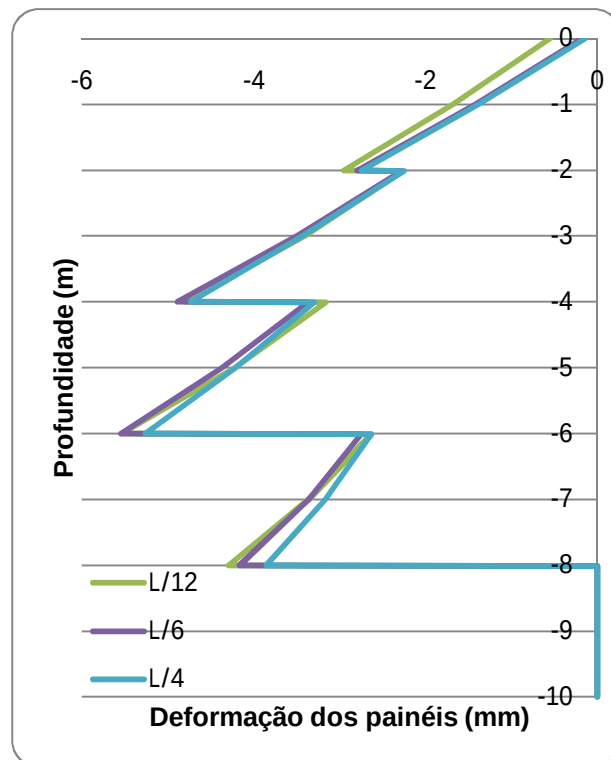


Fig. 51: Deformada dos painéis da contenção na fase final de cálculo para os três modelos em estudo

Como é perceptível nos gráficos da Fig. 51, a deformada dos anéis ao longo da face de escavação é idêntica, existindo diferenças muito pequenas na deformação horizontal de cada anel. Os valores finais de deformação em cada anel são apresentados no Quadro 5, onde se pode observar que as diferenças são de poucas décimas de milímetro, e com valores de variação percentual pouco significativa.

Quadro 5: Valores do diferencial entre a deformação máxima e a mínima de cada painel de betão (m)

	L/12	L/6	L/4
1º anel	-0.0024	-0.00262	-0.0026
2º anel	-0.00253	-0.00261	-0.00248
3º anel	-0.00238	-0.00217	-0.00197
4º anel	-0.00166	-0.00142	-0.00122

4.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Neste subcapítulo será realizada a análise aos esforços presentes nos elementos estruturais, começando pela estaca em 4.2.4.1. e dos esforços presentes no centro da contenção da parede de betão projectado em 4.2.4.2.

Para esta análise, foram considerados os esforços transversos, os momentos flectores, e os esforços axiais no centro da cortina de betão projectado e para a estaca foram apenas considerados os esforços transversos e os momentos flectores, não tendo sido considerados os esforços axiais devido à sua pequena contribuição para a estabilidade estrutural da solução em causa nesta dissertação sem sobrecarregamento vertical.

4.2.4.1. Esforços na estaca

É esperado que o diagrama de esforço transversal da estaca em profundidade, tenha uma grande variação ao longo do primeiro metro e que depois se estabeleça um comportamento variável, dependente da descarga dos anéis de betão projectado até atingir o máximo à cota do fundo de escavação.

Tal como aconteceu nos deslocamentos, espera-se que os esforços da estrutura sejam semelhantes para as flechas de L/4 e L/6, distanciando-se do modelo utilizado no cálculo base.

Da análise dos esforços transversos, presentes no diagrama da Fig. 52, é possível concluir que, tal como nos deslocamentos, o comportamento dos modelos com diferentes flechas é muito aproximado. No diagrama é perfeitamente perceptível a geometria da estrutura, grande variação do esforço na zona da escora (0 a -1 metros), efeito de arco durante os painéis de betão projectado com grandes variações nas suas interfaces, a variação do comportamento entre os -10 e os -15 metros e depois da entrada no estrato rígido aos -15 metros.

Os três diagramas de esforços transversos apresentados são semelhantes, mas como foi referido previamente, é notável a variação na zona de descarga dos esforços dos painéis de contenção.

As mudanças entre o esforço transversal do Cálculo Base e o esforço obtido com a alteração da flecha do modelo é muito pequena, podendo considerar-se que em pontos específicos ao longo da estaca em profundidade varie entre 10% e 20%.

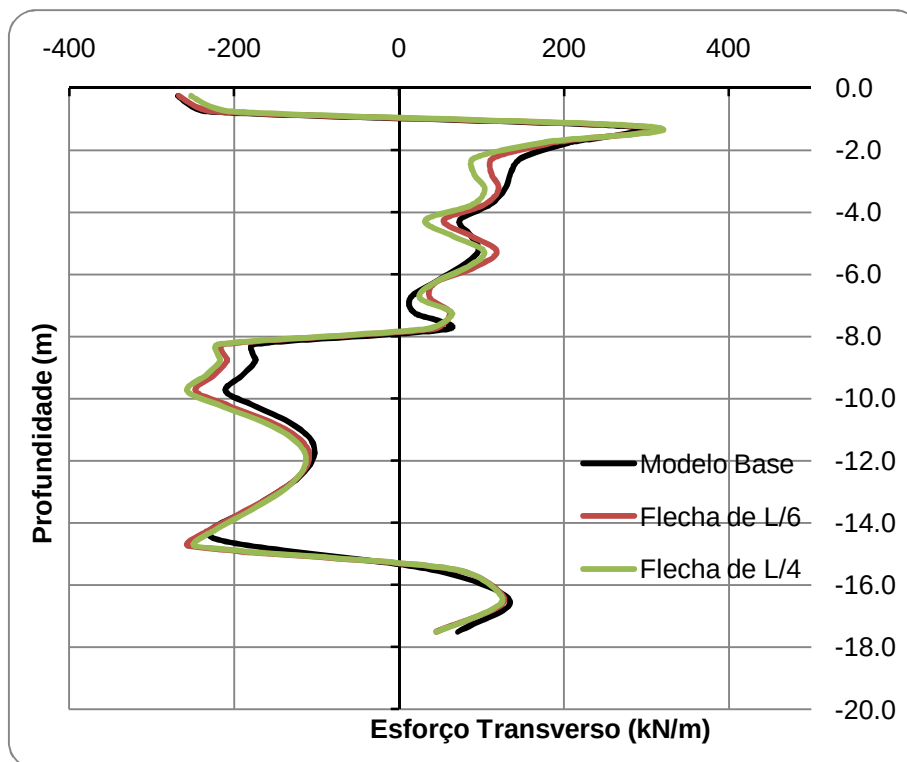


Fig. 52: Esforço transverso na estaca para a comparação dos modelos com diferentes flechas

No diagrama apresentado na Fig. 53, está patente a semelhança entre os diagramas de momentos flectores dos três modelos, variando nos máximos relativos entre 15% e 20% em ambos os modelos com maior flecha. O que leva a concluir que para o conceito implícito a esta estrutura, próximo de um vão de $L/6$ o solo começa a comportar-se de maneira diferente, fornecendo uma maior resistência necessária à estabilização.

Conclui-se que para grandes variações da flecha da contenção (a flecha aumentou para o dobro ($L/6$) e para o triplo ($L/4$)), não existem diferenças que sejam compensatórias (dado o maior volume de escavação e a maior dificuldade construtiva) no comportamento aos esforços da estaca.

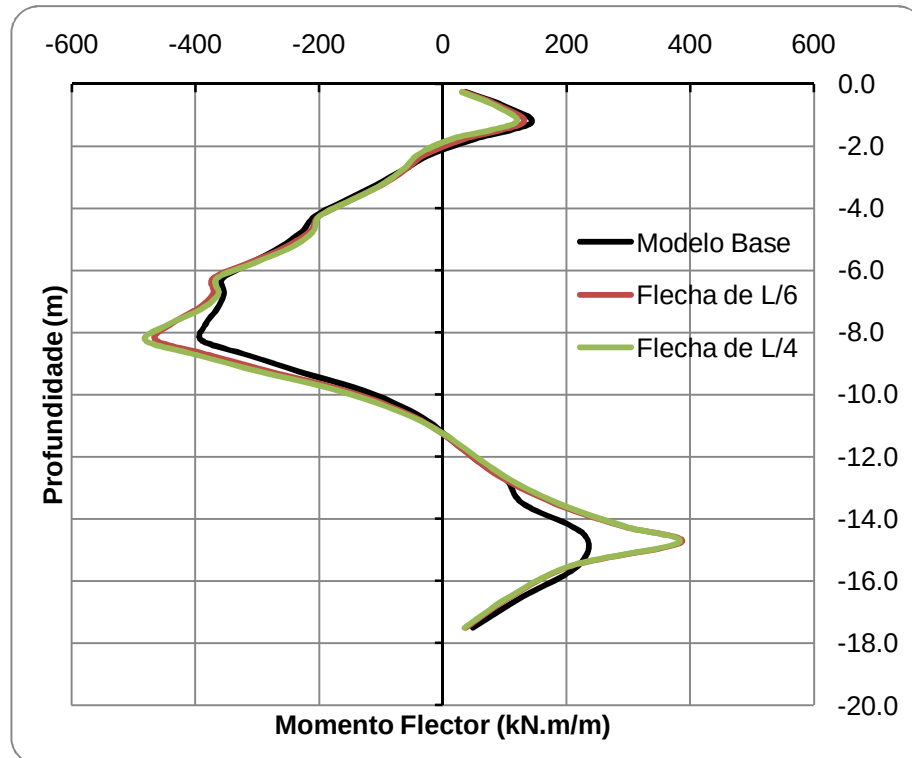


Fig. 53: Momentos flectores na estaca para a comparação dos modelos com diferentes flechas

4.2.4.2. Esforços no betão projectado

O aumento da flecha provocará, uma diminuição dos esforços nos painéis de betão projectado, essa será previsivelmente a maior vantagem desta variação paramétrica.

No centro da contenção, e como era de supor, os esforços vão ser bastante diferentes para contenções com flechas distintas, como se pode observar nas figuras seguintes. A forma dos diagramas para as três contenções é semelhante, mas os valores têm uma grande variação.

Da análise do diagrama da Fig. 54, conclui-se que os esforços transversos vão ter tendência a aumentar um pouco com o aumento da flecha da contenção e a comportar-se de forma diferente. É visível tanto para o modelo com flecha L/4 como para o modelo com flecha de L/6 que os máximos se situam nas interfaces dos painéis da contenção, já os mínimos, além da variação do valor absoluto vão tender a situar-se no centro de cada painel, por oposição aos mínimos da solução base que aparecem a uma cota entre a interface superior de cada painel e o seu centro.

No modelo relativo ao cálculo base, os máximos relativos do esforço transversal têm tendência a aumentar com a profundidade, tal como os mínimos (negativos) têm tendência a diminuir de valor absoluto. Nos modelos simulados com maiores flechas, o comportamento difere neste ponto, visto a propensão ser de aumento do valor absoluto com a profundidade, tanto para os máximos como para os mínimos.

Ao longo do centro da contenção nunca são ultrapassados os 25 kN nem os -12 kN, o que significa que qualquer uma das soluções poderia ser usada no que diz respeito aos esforços transversos máximos. A verificação da desnecessidade de utilização de armadura de esforço

transverso, pelos mesmos motivos analisados no cálculo base, garante a fácil exequibilidade do modelo proposto.

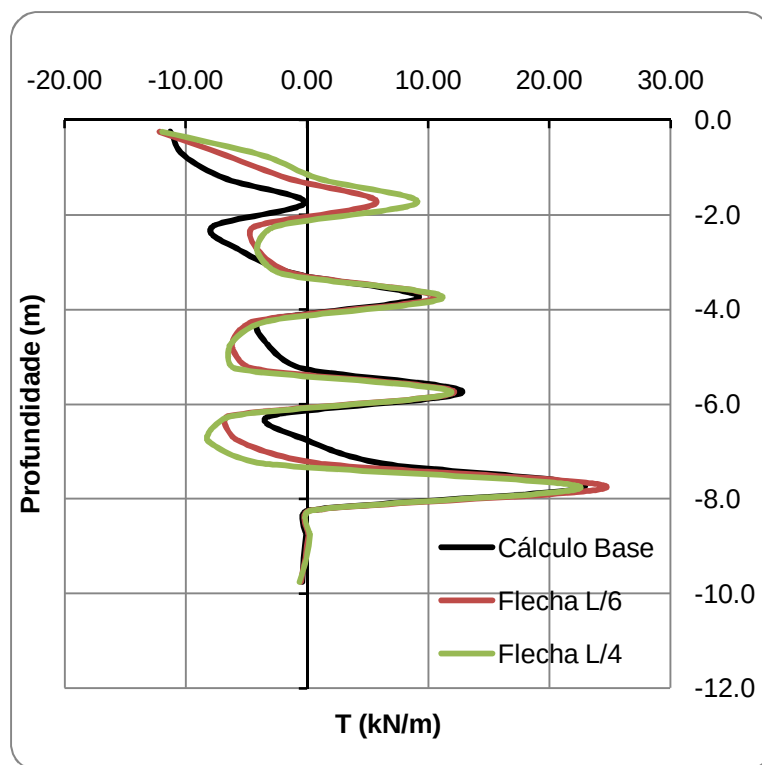


Fig. 54: Esforços transversos no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas

No que concerne aos momentos flectores, ilustrados na Fig. 55, a distribuição para os três modelos realiza-se de forma semelhante diferenciando-se pelo valor, com tendência a diminuir com o aumento da flecha. A diminuição considerável da amplitude é justificável pelo maior arqueamento da contenção, contribuindo para uma maior distribuição dos esforços no sentido axial da contenção.

Os principais pontos de inflexão do gráfico da Fig. 55, situam-se à mesma cota. Merece reparo o facto, do comportamento ser muito semelhante a partir da cota -7.5 metros. Os momentos flectores têm à cota -5.5 metros uma variação de 20% em relação ao modelo com L/6 de flecha e cerca de 45% para o modelo com flecha de L/4.

Devido à diferente distribuição de esforços, os esforços axiais vão diminuir em valor absoluto, como pode ser observado na Fig. 56. A diminuição dos esforços axiais nos mínimos relativos é grande, aproximando-se nas diferentes interfaces dos vários painéis de 0 kN. Já os máximos relativos, vão manter-se próximos, tendo diferenças de no máximo 5 % em relação ao Cálculo Base. O esforço axial à superfície é mais reduzido, visto ser necessária uma menor transferência de esforços à escora, dado o maior trabalho do solo na sua contenção.

Os esforços axiais são várias vezes maiores que o esforço transversal, o que garante o bom funcionamento da solução em estudo para qualquer um dos modelos simulados.

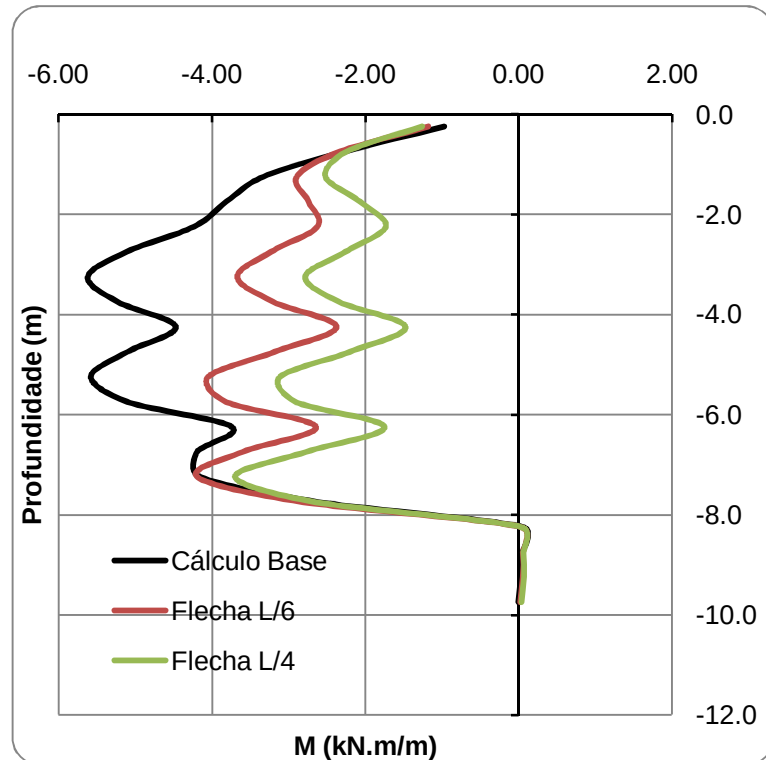


Fig. 55: Momentos flectores no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas

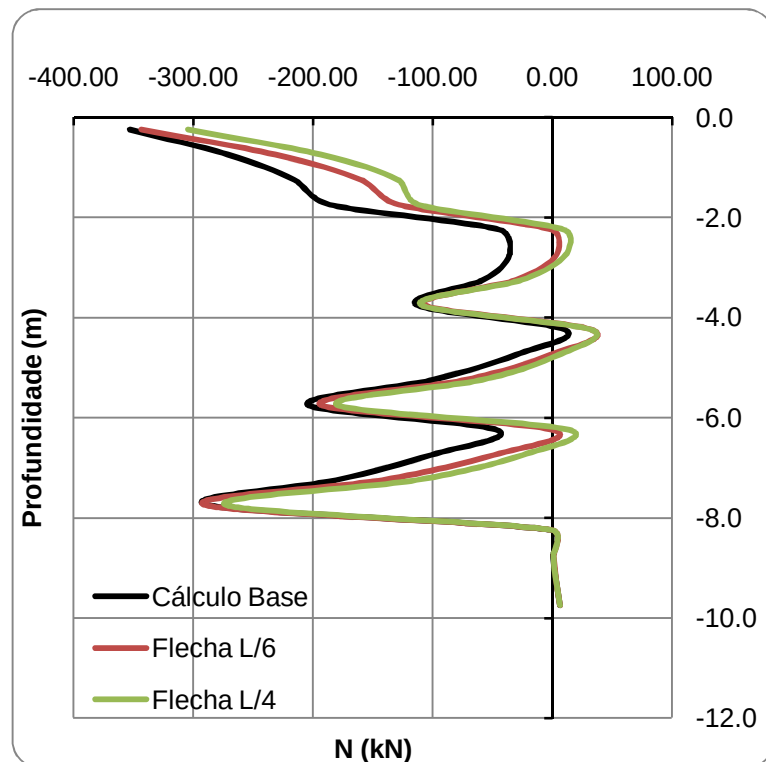


Fig. 56: Esforços axiais no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas

4.2.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO

Outro problema que tem que ser considerado, no domínio da avaliação dos factores de eficiência lateral da estrutura de suporte, é o facto do nível de eficiência do grupo diminuir progressivamente à medida que aumenta a sobreposição das zonas plastificadas do solo em torno da estrutura de contenção, desde o início da plastificação até que a rotura ocorra.

A análise da extensão da plastificação do maciço é realizada através de figuras representativas dos multiplicadores plásticos fornecidos pelo programa de cálculo utilizado. Será analisada a plastificação no maciço, em frente à estaca e na face da escavação, que são os dois pontos onde deverá ocorrer.

Na Fig. 57, apresentam-se os diagramas de multiplicadores plásticos, fornecidos pelo programa de cálculo, relativos às plastificações do modelo base, do modelo com flecha $L/6$ e do modelo com flecha $L/4$ respectivamente para os casos base, 1 e 2. Foram realizados cortes verticais, transversais à direcção da obra na zona imediatamente depois da estaca e a meio vão entre estacas, representadas pelas letras a e b respectivamente.

A plastificação que ocorre em frente à estaca, pode ser considerada normal e expectável, visto ser provocada pela deformação deste elemento, sem grande relevância para a análise, devido o seu encastramento. Já a plastificação na face escavada tem relevância na análise, visto contribuir para a percepção do comportamento do solo.

Da comparação directa dos diagramas da figura referida, conclui-se que a extensão e a dimensão das plastificações no maciço aumenta com a amplificação da flecha da contenção.

Para os três modelos em análise, as plastificações da face escavada em profundidade, começam por volta dos -4 m e vão até aos -12 m. As plastificações estendem-se até próximo dos 4 metros para o interior do solo contido nos três modelos em estudo.

Comparando os cortes mais próximos da estaca, conclui-se que a extensão da plastificação no solo por trás da estaca aumenta, mas a plastificação no fundo da escavação diminui. Esta variação contribui, para confirmar o real aumento do trabalho realizado pelo terreno na contenção do talude vertical, quando a flecha do arco descrito pelo betão projectado aumenta.

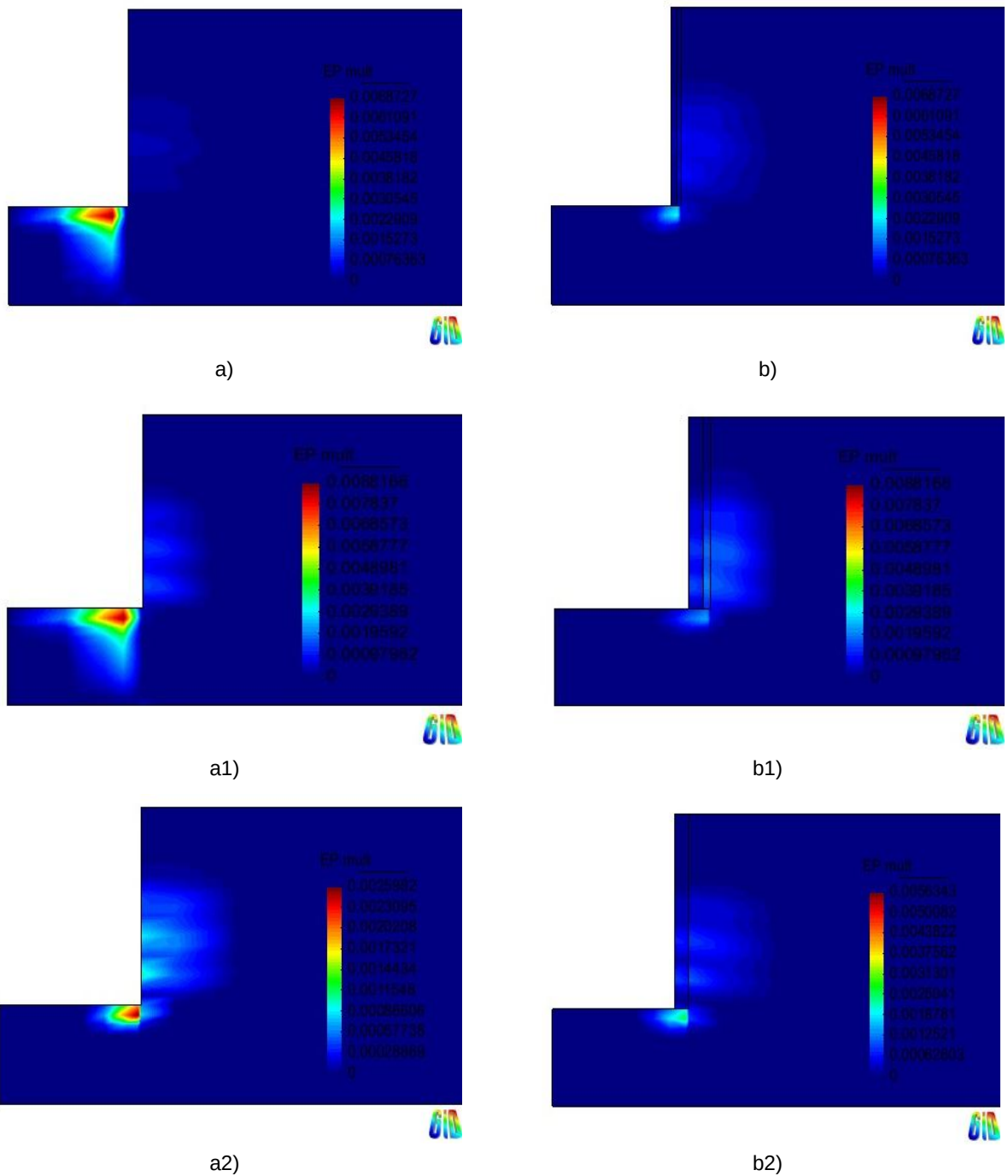


Fig. 57: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b) relativo ao cálculo base; a1), b1) relativo ao modelo com flecha $L/6$; a2), b2) relativo ao modelo com flecha igual a $L/4$

4.3. VARIAÇÃO DO VÃO ENTRE ESTACAS

O aumento do vão entre estacas na contenção de uma obra em linha é o grande objectivo desta dissertação, portanto existe a necessidade de estudar quais são as modificações provocadas pela variação deste parâmetro.

O vão entre estacas terá influência directa nos custos associados à construção da contenção, sendo vantajoso no que diz respeito ao valor da solução o aumento do vão entre estacas de modo a tornar o preço por metro linear ainda mais competitivo. Com a redução dos metros lineares de estacas construídas teremos uma solução economicamente mais competitiva e que com um bom planeamento poderá também ser muito apelativa em termos de prazo construtivo.

Devido aos bons resultados provenientes da simulação do Cálculo Base, com 8 metros de vão, irá ser simulada uma solução com distância entre estacas mais pequena que terá 6 metros de vão e duas soluções com vão maior, 10 e 12 metros, tendo como objectivo o balizamento das soluções consoante os deslocamentos e esforços provocados.

4.3.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA

As deformadas da estaca, para os diversos cálculos realizados estão representados na Fig. 58, em que se pode observar que o comportamento obtido é directamente relacionável, mas não proporcional, ao vão da estrutura de contenção. No cálculo base obteve-se um deslocamento máximo da estaca de 7,6 milímetros, na solução com 6,0 metros entre estacas o deslocamento é de 7,3 milímetros e nas soluções de 10 e 12 metros de vão o deslocamento máximo é respectivamente 9,2 e 10,0 milímetros.

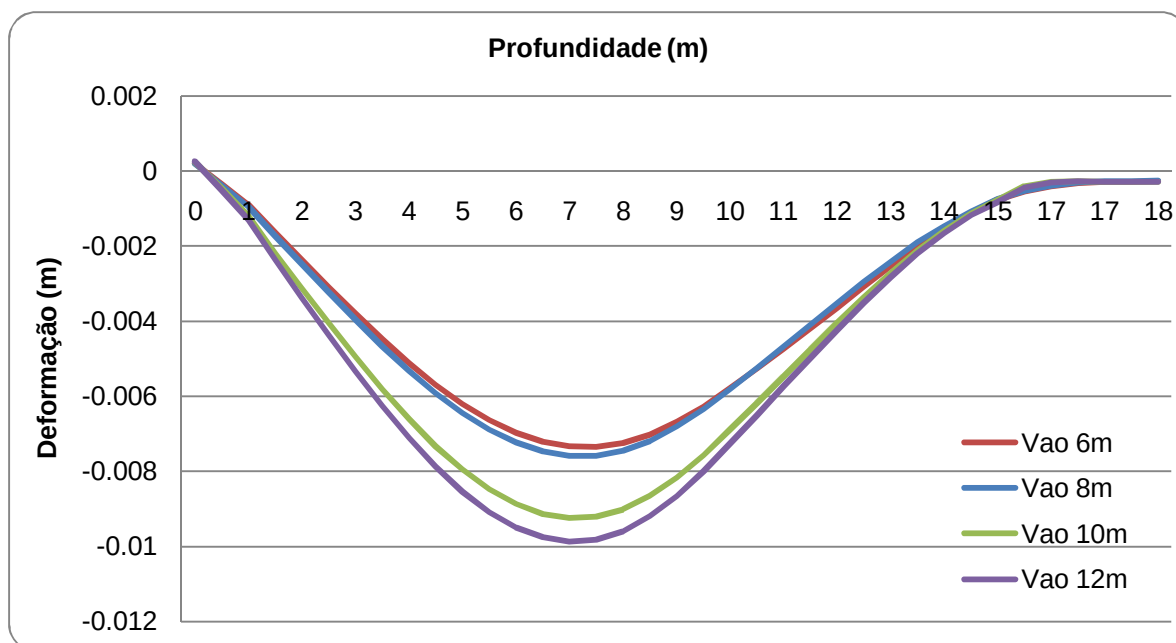


Fig. 58: Gráfico Comparativo das deformadas da estaca para os diferentes vãos adoptados

Existe uma variação de 3% quando comparado o cálculo base com a solução com distância entre estacas de 6 metros e 22% e 30 % respectivamente entre as soluções com 10 e 12 metros.

A pequena diferença observada entre o vão de 6,0 m e o vão de 8,0 m prova que a maior parte dos deslocamentos ocorre aquando da abertura do painel, enquanto a escavação não se encontra suportada, não havendo deslocamentos significativos devido à falta de rigidez global da estrutura.

Estes deslocamentos, induzem às vantagens da dimensão considerada para o cálculo base, visto ter deslocamentos muito próximos da solução com vão de 6 metros e mais distantes das outras soluções consideradas para esta análise paramétrica.

Os contornos da deformada obtida, induzem ao bom comportamento da solução em teste, verificando-se curvaturas semelhantes, encastramentos suficientemente rígidos e comportamento ao escoramento semelhante.

4.3.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS

A deformada do maciço a meio vão, resulta numa variação aproximada à verificada na deformação da estaca, relativa aos diferentes vãos considerados, como ilustrado na Fig. 59.

Os gráficos apresentam todos formas semelhantes, com pontos de mudança de curvatura iguais e deformação aos -15 metros de profundidade nula devido à rigidez do solo subjacente, sendo ainda de frisar, a grande variação de deformada no último anel de betão projectado, relativo à contenção com maior vão.

À superfície, a contenção tem diferentes comportamentos para as soluções com diferentes vãos entre estacas, sendo a variação entre soluções muito maior que a variação da deformada máxima. Existe um aumento de 170% dos deslocamentos superficiais no centro da escavação, para a contenção em estudo com maior vão.

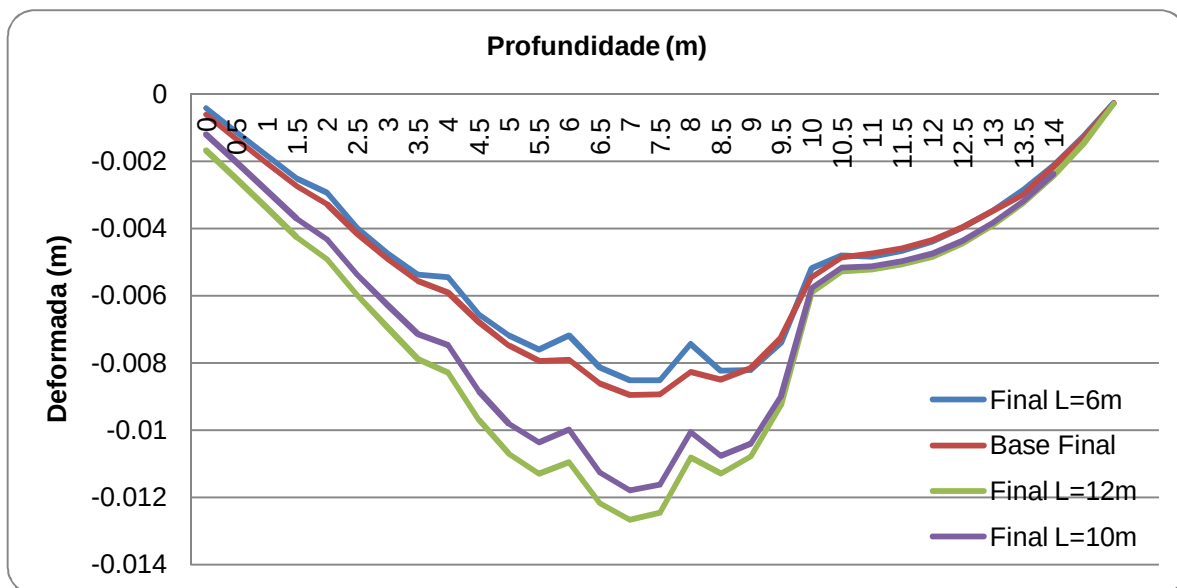


Fig. 59: Gráfico ilustrativo da variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação do vão entre estacas da contenção.

A deformada máxima regista-se para os quatro casos entre os -7 e os -7.5 metros de profundidade e tem variações de 5% para a contenção com menor vão em relação ao cálculo base e de 32% e 42% para as contenções de maior vão. Essa variação está também relacionada com os diferentes deslocamentos à superfície.

Na Fig. 60, é possível observar com alguma clareza, através da distinção por cores, a existência duma grande diferença entre o comportamento da face do maciço escavado do modelo base e do modelo com vão de 6,0 metros, relativamente aos outros dois modelos simulados, com maiores vãos.

A deformação do maciço à superfície, apresenta valores de dimensões muito diferentes, o mesmo acontecendo com os deslocamentos máximos para cada modelo. Até aos 4 metros de profundidade de escavação (fase de implantação do 2º anel), os modelos apresentam resultados muito aproximados. Mas com o aumento da escavação e consecutiva contenção, os deslocamentos incutidos por flexão dos elementos de forma anelar constituintes da parede de betão projectado, têm tendência a aumentar em proporções diferentes das iniciais.

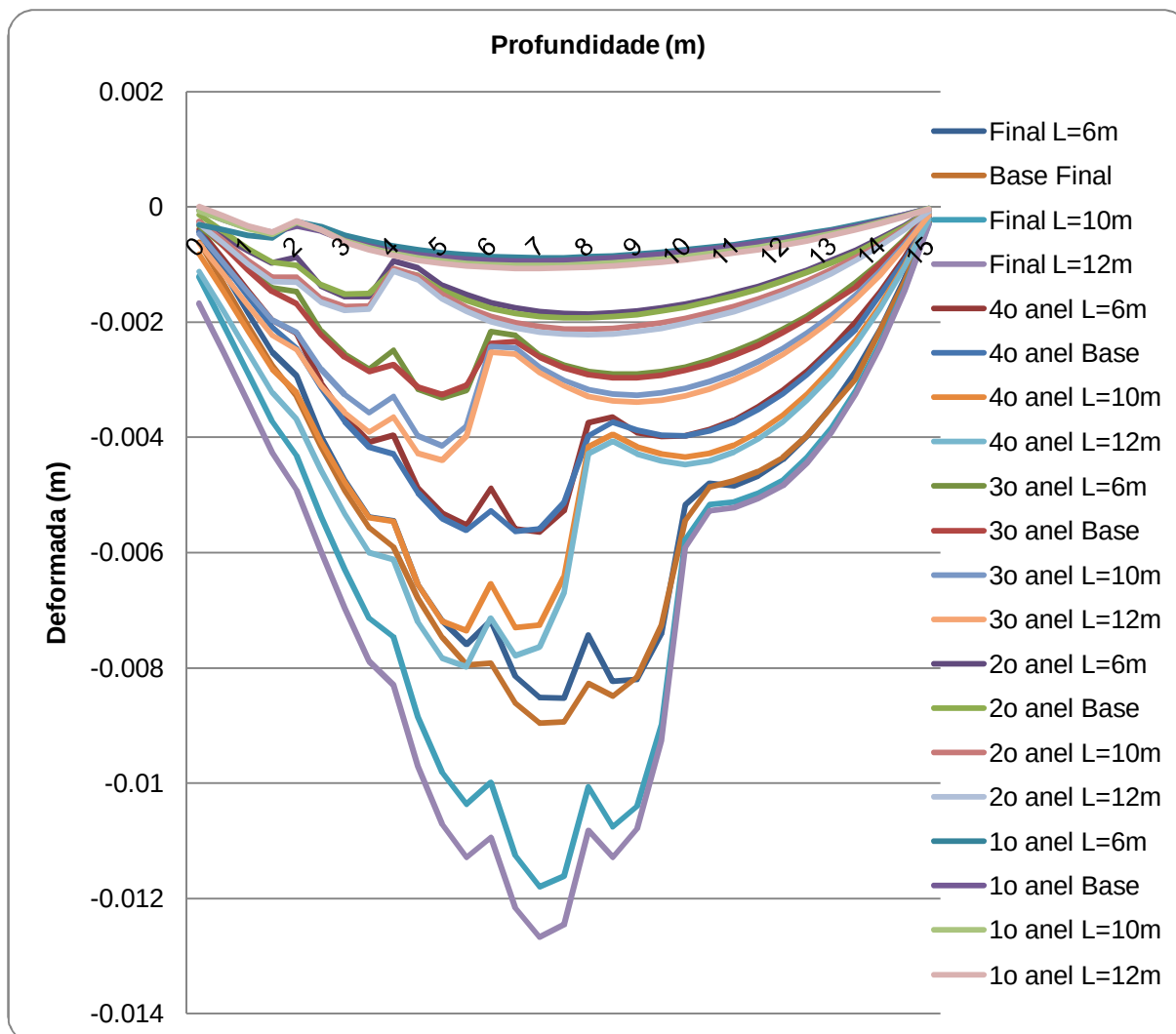


Fig. 60: Variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da vão da contenção para diferentes fases construtivas

Através da Fig. 60, é possível ter a percepção do comportamento de uma solução idêntica à base mas para uma escavação de 8 ou 6 metros se for seguido o comportamento do 3º e 4º anel respectivamente.

A deformada máxima para o modelo com 6 metros de vão, é cerca de 5% menor enquanto que para o modelo com vão de 10 metros, obteve-se um acréscimo relativo ao modelo base de aproximadamente 32% e para o modelo de 12 metros um aumento de 42%. Valores que além de aplicáveis à deformação máxima, são válidos para quase todos os valores finais.

4.3.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO

Para a análise da deformada do suporte de betão projectado, ou seja a deformada relativa a cada anel constituinte da parede de betão projectado, são apresentados os gráficos da Fig. 61, nos quais estão presentes as variações do deslocamento na direcção “Y”, direcção transversal da escavação entre o extremo superior e o inferior de cada anel.

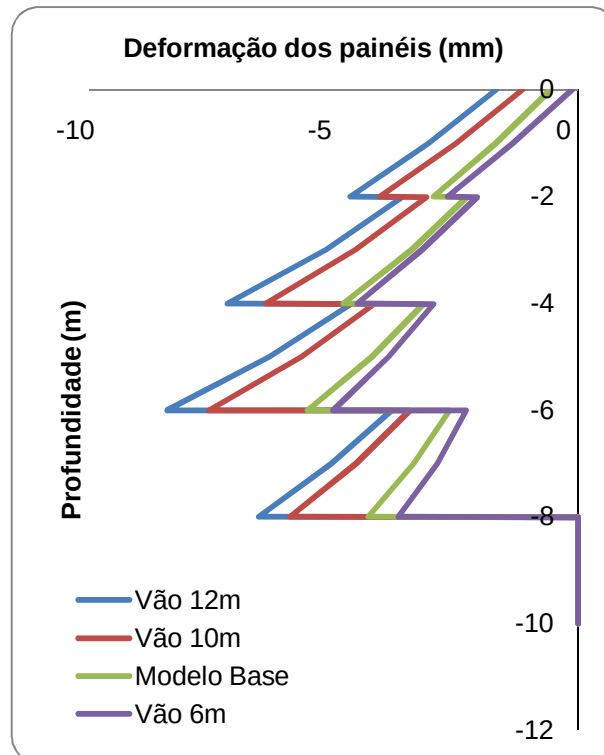


Fig. 61: Deformada final dos painéis da contenção para vários espaçamentos entre estacas

Da Fig. 61, é possível retirar que as deformações da contenção do modelo com vão de 6 e 8 metros são próximas porque apesar da pequena diferença entre as duas, têm inclinações muito próximas, podendo-se afirmar que as duas soluções têm comportamentos aproximados. Os modelos com maior vão, têm também comportamento semelhante entre si, mas diferente dos dois modelos com menor vão, excepto no que diz respeito ao anel mais próximo da superfície em que todas as soluções seguem variações próximas, com inclinações idênticas. Tal significa que para os primeiros metros o equilíbrio se processa fundamentalmente na direcção vertical, sem grande redistribuição para os apoios mais rígidos, ainda relativamente afastados.

No Quadro 6, estão presentes alguns dos valores representados graficamente na Fig. 61, relativos à diferença da deformação, entre o extremo inferior e o superior de todos os painéis dos vários modelos simulados. Conclui-se que à execução de um modelo de diferente vão, a deformada na contenção será proporcionalmente diferente.

Quadro 6: Diferencial entre a deformação máxima e a mínima de cada anel de betão projectado (m)

	6m	8m	10m	12m
1º anel	-0,00256	-0,0024	-0,00292	-0,00298
2º anel	-0,00245	-0,00253	-0,00329	-0,00358
3º anel	-0,00205	-0,00238	-0,00339	-0,00377
4º anel	-0,00138	-0,00166	-0,00245	-0,00273

4.3.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Na análise dos esforços da variação paramétrica, relativa ao vão entre estacas e depois de realizada a análise das deformações, prevê-se uma distribuição de esforços muito próxima nos modelos com vão igual a 6 metros e 8 metros (modelo do Cálculo Base), tal como uma distribuição com a mesma forma mas maior amplitude, nos modelos de 10 e 12 metros de vão entre estacas.

A variação do vão vai trazer acréscimos de esforço à estaca, mas também aos painéis de betão projectado que provavelmente terão esforços de muito maior dimensão.

4.3.4.1. Esforços na estaca

Com o aumento do vão da contenção irá haver maior descarga dos painéis de betão projectado nos elementos mais rígidos (estaca e escora). Da Fig. 62, onde se pode observar os esforços a que a estaca está sujeita para as diferentes contenções simuladas, retira-se que a tensão na escora aumentou bastante devido ao aumento de vão e que a distribuição de esforços na estaca é análoga para os quatro modelos simulados.

Os esforços transversos entre a cota -2 metros e os -7 metros são semelhantes para todos os modelos. Entre os -8 e os -10 metros (máximos relativos à contenção), o esforço das duas contenções de menor vão é quase igual (-204 kN/m), variando para a contenção com vão de 10 metros cerca de 20% (255 kN/m) e para a contenção com 12 metros cerca de 27% (270 kN/m). O comportamento da parte enterrada da estaca é semelhante para os quatro modelos simulados mesmo na zona de encastramento, a partir dos -15 metros.

O diagrama de momentos apresentado na Fig. 63, mostra que existe uma variação quase proporcional dos momentos máximos em relação ao aumento do vão entre estacas. Existe uma variação de momento máximo de 10%, entre o cálculo base e a contenção com menor vão e de 25% e 35%, entre o momento máximo correspondente ao modelo base e aos de maior vão. Tal é a consequência directa da maior largura de influência de cada uma das estacas.

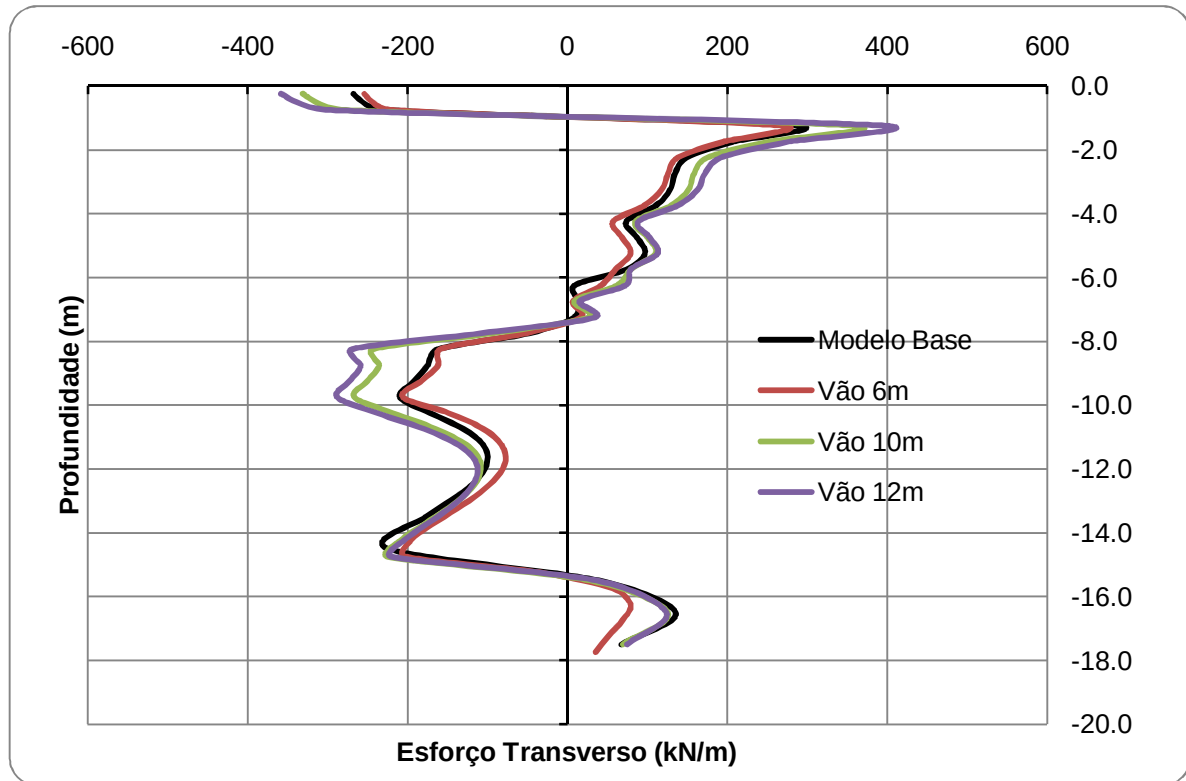


Fig. 62: Diagrama de esforço transversal na estaca para vários vãos entre estacas

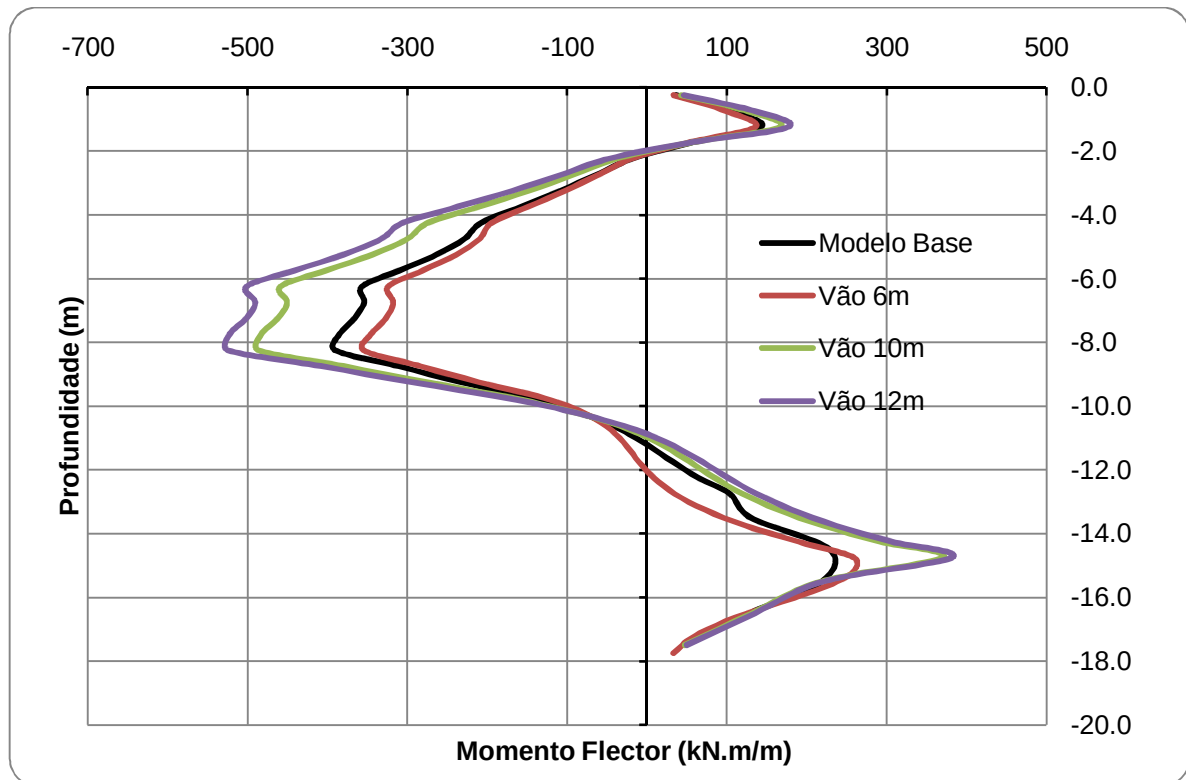


Fig. 63: Momentos Flectores na estaca para vários vãos entre estacas

4.3.4.2. Esforços no betão projectado

Com a variação dos vãos do sistema estrutural, há tendência para uma grande amplificação dos esforços do centro da contenção, consequência natural do aumento da distância entre elementos de travamento, nomeadamente a estaca e a escora.

Os esforços transversos provocados nos elementos de betão projectado estão representados na Fig. 64. A parede de betão projectado tem uma capacidade máxima de suporte aos esforços transversos baixa (capítulo 3.2.4.), daí a pequena diferença entre os esforços das contenções de maiores dimensões. Tal significa que aumenta o trabalho realizado pelo solo propriamente dito.

Para a contenção com menor vão, os esforços máximos são aproximadamente metade dos esforços do cálculo base, ao contrário dos esforços relativos aos modelos de maior vão, que além de serem muito próximos entre si, são muito próximos do diagrama relativo ao cálculo base. É necessário ter em conta que para a contenção de 12 metros de vão, o betão projectado com 0.20 metros de espessura, tem um esforço transversal máximo de quase 30kN/m (o que não obriga à existência de armadura de esforço transversal).

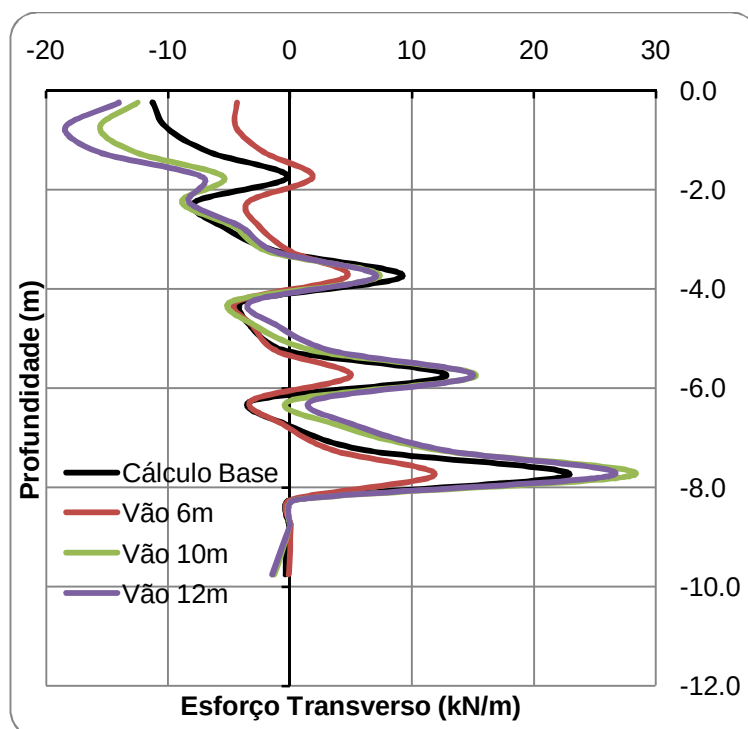


Fig. 64: Esforços transversos no centro da contenção para diferentes vãos entre estacas

Nos diagramas de momentos apresentados na Fig. 65, existem grandes diferenças entre os valores referentes às diferentes contenções. Há uma diminuição de cerca de 20% do modelo base para o modelo de menor vão entre estacas e um aumento de 60% e 75%, relativamente ao Cálculo Base, para os modelos de maior distância entre estacas.

Apesar da grande diferença existente no diagrama de momentos flectores relativo ao centro da contenção os valores presentes são pequenos (até 10 kN.m/m), o que significa que a variação descrita não será de forma nenhuma impeditiva da aplicação das soluções de maior porte em casos reais.

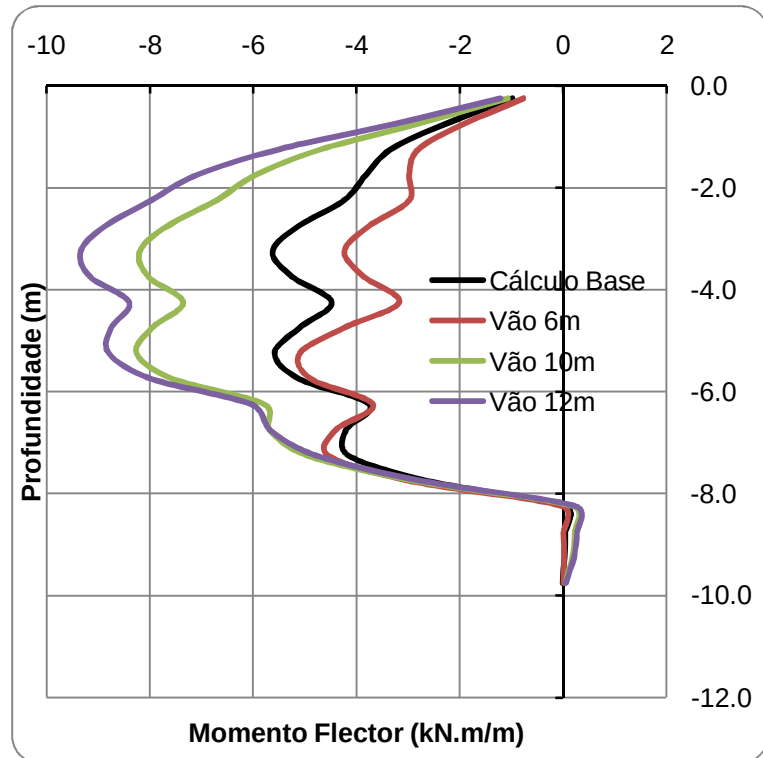


Fig. 65: Momentos flectores no centro da contenção para vários vãos entre estacas

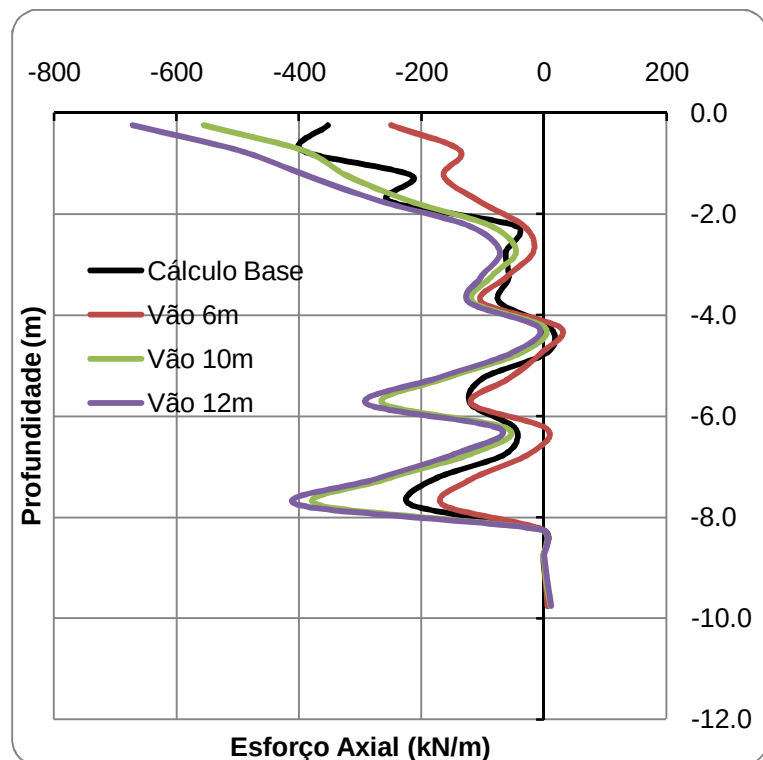


Fig. 66: Esforços axiais no centro da contenção para vários vãos entre estacas

Os esforços axiais têm valores algo elevados, como ilustrado na Fig. 66, o que prova a boa distribuição de esforços através do arco descrito pelos painéis de betão projectado. Apesar da grande dimensão dos valores apresentados na Fig. 66, a boa capacidade de suporte à compressão do betão, permite que os modelos em estudo não sejam colocados em causa.

O valor axial máximo para todos os modelos é verificado à superfície, devido à grande rigidez conferida pela escora. Existem grandes diferenças entre os diagramas de esforços axiais dos dois modelos de menor dimensão (6 e 8 metros) e dos dois de maior dimensão (10 e 12 metros), que se traduzem aproximadamente no dobro dos valores máximos, nas zonas adjacentes às interfaces inferiores dos terceiros e quartos anéis. Mas como se disse, perfeitamente dentro dos valores resistentes do betão projectado.

4.3.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO

O maciço, para qualquer variação geométrica, plastifica em frente à estaca na base de escavação. Esta plastificação é, como já foi referido, devido à deformada da estaca e aumenta com a sua deformação, que por sua vez aumenta com o carregamento. Ao ter um maior vão, vão ser descarregados maiores esforços na estaca, que por sua vez terá uma deformação maior e provocará uma maior plastificação, à sua frente no fundo de escavação (Fig. 67, [a), a1), a2), a3)]). Note-se que este fenómeno acontece pois se admitiu que o solo, abaixo do fundo de escavação, possui capacidades resistentes idênticas às do restante solo.

Na face de escavação, devido ao grande aumento dos esforços com o aumento do vão entre estacas, as deformações plásticas aumentam consideravelmente, apesar da extensão de plastificação não variar muito.

Da comparação das imagens da Fig. 67, conclui-se que para o modelo com vão de 6 metros entre estacas (índice 1), o solo plastifica pouco e pontualmente nas zonas de interface entre painéis de betão projectado com extensão de cerca de três metros para o interior do maciço.

O modelo com vão entre estacas de 10 metros (índice 2 da Fig. 67) plastifica mais, mas tem a mesma área de plastificação que o modelo do Cálculo Base, para a zona central dos painéis.

No modelo com 12 metros entre estacas, verifica-se uma muito maior plastificação, mas tal como nos modelo de 10 e 8 metros de vão, a extensão não varia muito, situando-se próxima dos 4 metros para o interior da escavação.

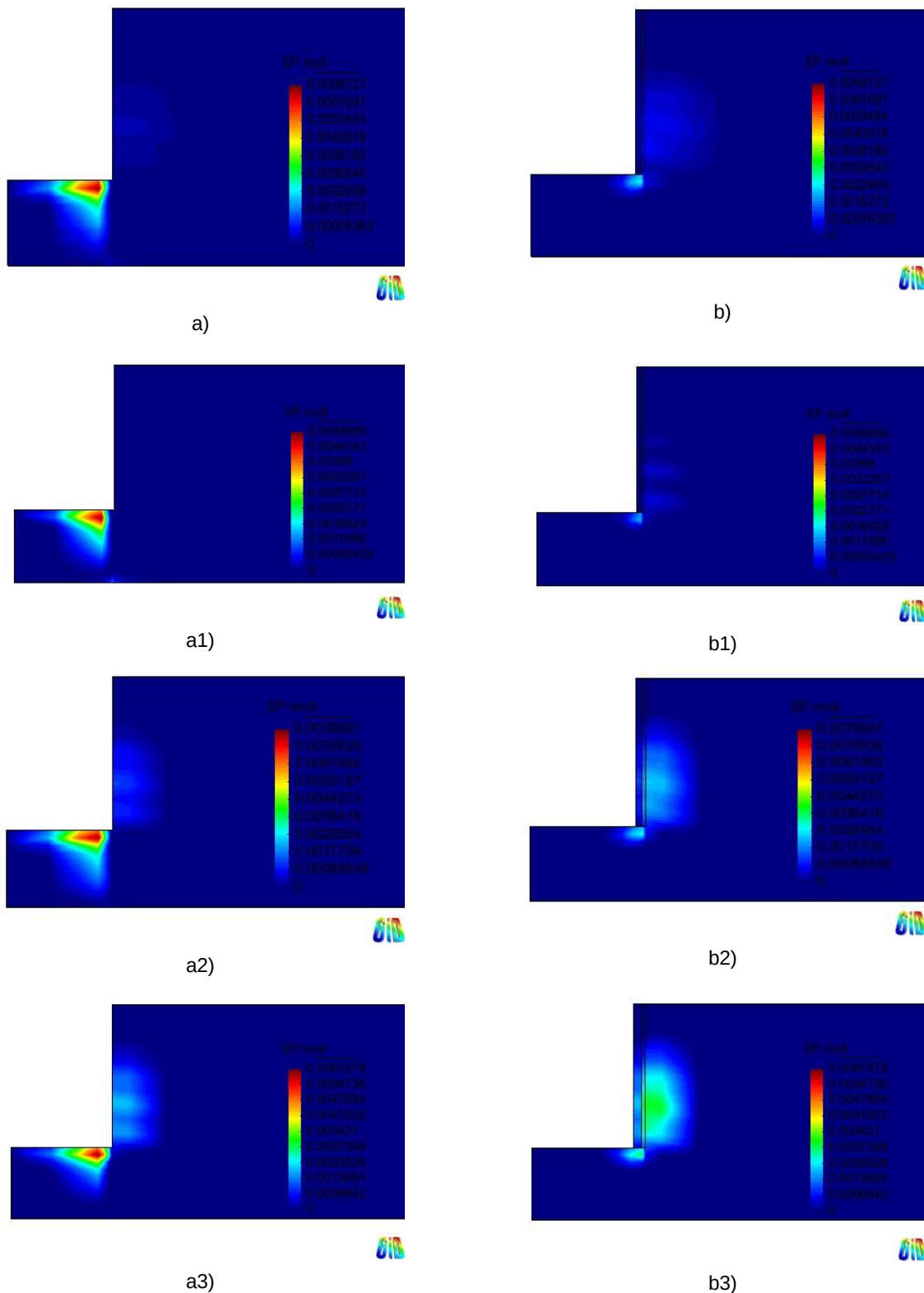


Fig. 67: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2), a3) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2), b3) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b), relativo ao cálculo base; a1), b1), relativo ao modelo de vão de 6m; a2), b2), relativo ao modelo de vão de 10m; a3), b3), relativo ao modelo de vão de 12m

4.4. VARIAÇÃO DO DIÂMETRO DA ESTACA

A estaca representa o elemento mais importante da solução em estudo e visto ter sido considerada uma dimensão relativamente elevada, apesar de corrente em termos comerciais, para este elemento construtivo, terá de ser testada a aplicabilidade de uma estaca de dimensões mais reduzidas, no âmbito de reduzir o custo da solução em estudo nesta dissertação.

Devido à dimensão dos vãos em estudo, a diminuição do diâmetro da estaca não poderá ser muito grande, sendo apenas considerada a variante de 0.8 metros, mas serão realizadas análises segundo esta variação para contenções com vão de 6 e 8 metros de modo a serem cruzadas as alterações paramétricas relativas à modificação do vão entre estacas e do diâmetro da estaca.

A consideração da diminuição do diâmetro da estaca é um parâmetro que pode diminuir o custo final da construção da contenção até 7%, devido às diferenças de preço entre a instalação de estacas dos diâmetros em causa e à poupança de betão neste elemento estrutural. Isto naturalmente focando apenas a análise no diâmetro da estaca.

A diminuição da rigidez da estaca irá certamente provocar o aumento da deformação deste elemento estrutural, pretendendo-se nesta análise avaliar a dimensão da variação da deformada em causa, tal como o aumento da deformação e a diferente distribuição de esforços em todos os elementos estruturais.

4.4.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA

Na Fig. 68, é apresentada a deformada obtida da simulação dos modelos descritos na secção anterior. Da análise desta figura, pode ser concluída a importância do parâmetro em estudo neste subcapítulo, pois as variações da deformada são consideráveis.

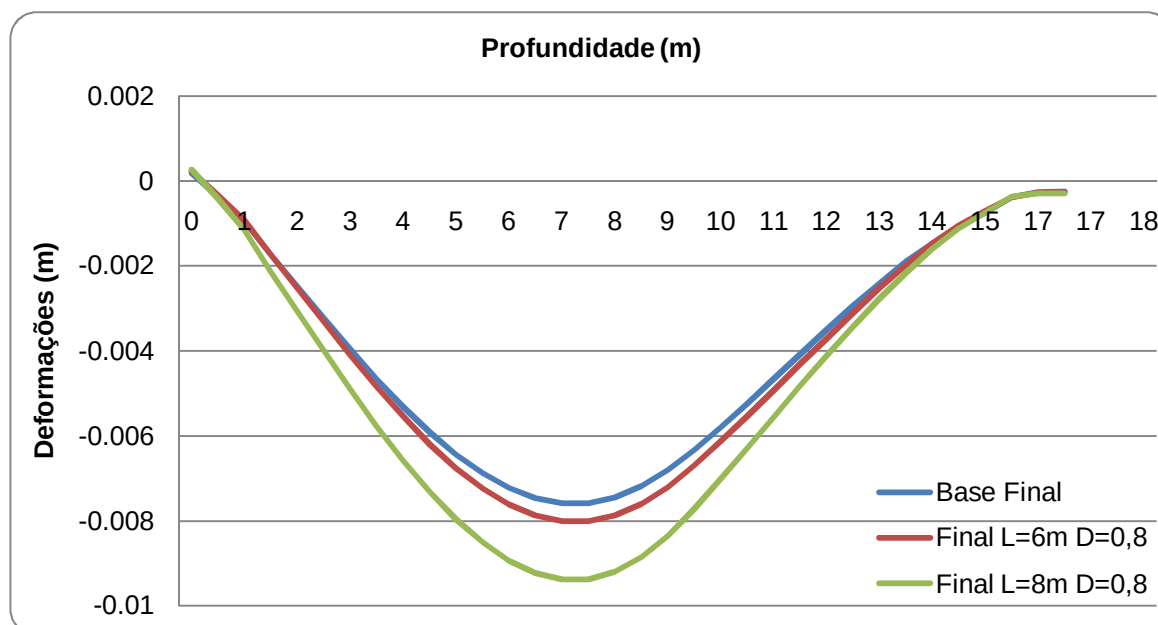


Fig. 68: Deformada da estaca para vários diâmetros e afastamentos entre estacas

A redução no diâmetro da estaca, provocou um aumento da deformada máxima em relação ao cálculo base de 24%, sendo agora 9,4 milímetros.

Analizando os valores da Fig. 68 e cruzando-os com os da Fig. 58, o aumento do deslocamento provocado pela diminuição do diâmetro da estaca foi muito menor para o modelo com espaçamento entre estacas igual a 6 metros, adquirindo uma variação de 9%. Isto acontece, porque a tensão incutida pelo maciço à contenção com menor vão, é cerca de $\frac{3}{4}$ da tensão distribuída à contenção do Cálculo Base, logo, se for variado o diâmetro da estaca para 800 mm, a proporção de variação é menor para uma contenção com elementos de menor dimensão.

4.4.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO ENTRE ESTACAS

Pela interpretação da Fig. 69, é possível retirar algumas conclusões do comportamento da solução construtiva à diminuição do diâmetro da estaca. Tal como aconteceu na análise da deformação da estaca, a parede de betão projectado para a solução com vão de 6 metros entre estacas e diâmetro da estaca de 0,8 metros deformou-se um pouco mais do que a solução base mas a deformação dos anéis de betão projectado foi muito mais pronunciada.

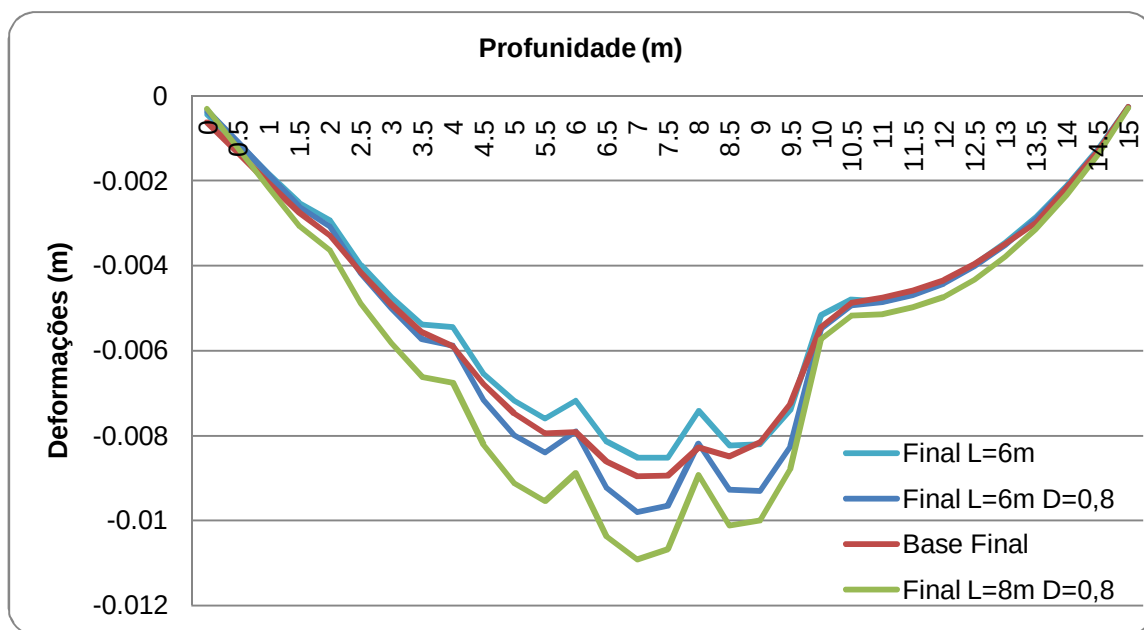


Fig. 69: Deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação do diâmetro da estaca e do vão entre estacas

As deformações do modelo com vão de 8 metros e 0,8 metros de diâmetro da estaca, aproximam-se em termos de forma às da contenção equiparável com 6 metros de vão, mas com um incremento de cerca de 12% entre a cota de -1 e -10 metros.

A Fig. 70, apresenta as diferentes deformadas nas várias fases construtivas da solução, induzida pela modificação do diâmetro da estaca. Esta mudança provocou um aumento grande da deformação nas várias fases construtivas ilustradas e uma muito maior deformação da contenção de betão projectado.

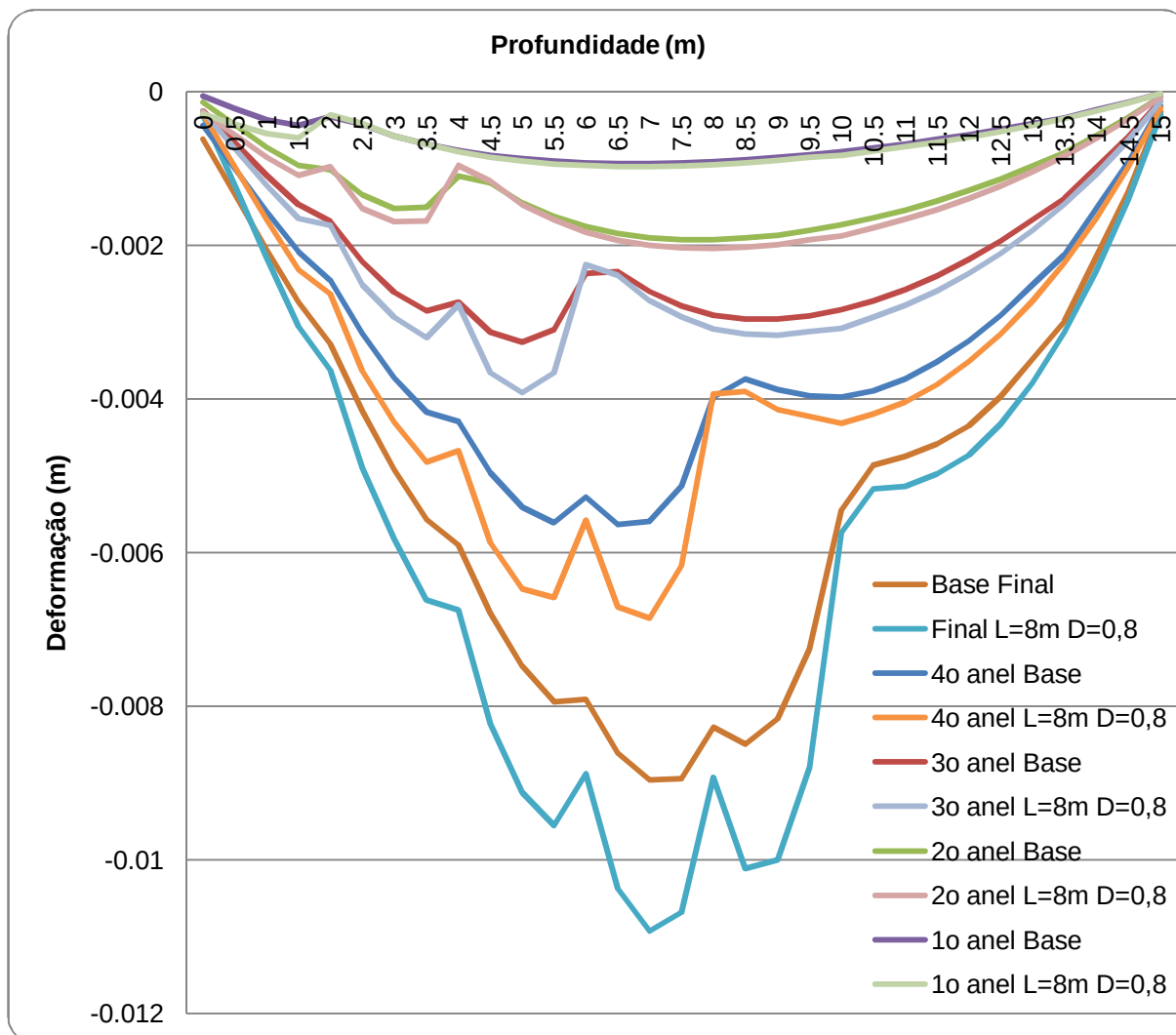


Fig. 70: Deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação do diâmetro das estacas para diferentes fases construtivas

Conclui-se que a utilização de estacas com diâmetro mais reduzido que 1 metro, numa contenção com as características do modelo base, induz a muito maiores deslocamentos tanto na estaca como no maciço e que a deformação da contenção base, é muito próxima da deformação do modelo com 6 metros de vão e estaca de 0,8 metros. Esta aproximação exige uma análise de custo desta solução e valida a aproximação da análise paramétrica do cálculo base, para um modelo com espaçamento entre estacas de 6 metros e com estaca de 80 cm de diâmetro que foi realizado no capítulo 5.

4.4.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO

Está ilustrado na Fig. 71 a deformação dos anéis superiores de betão projectado provocadas desde o momento da sua projecção até ao final da construção da contenção e tal como concluído no ponto 4.4.2, o modelo com estaca de menor diâmetro (ϕ 80 cm) e vão de 6 metros entre estacas funciona de forma muito aproximada à do cálculo base, prova disto é o sobreposição das duas curvas na Figura referida.

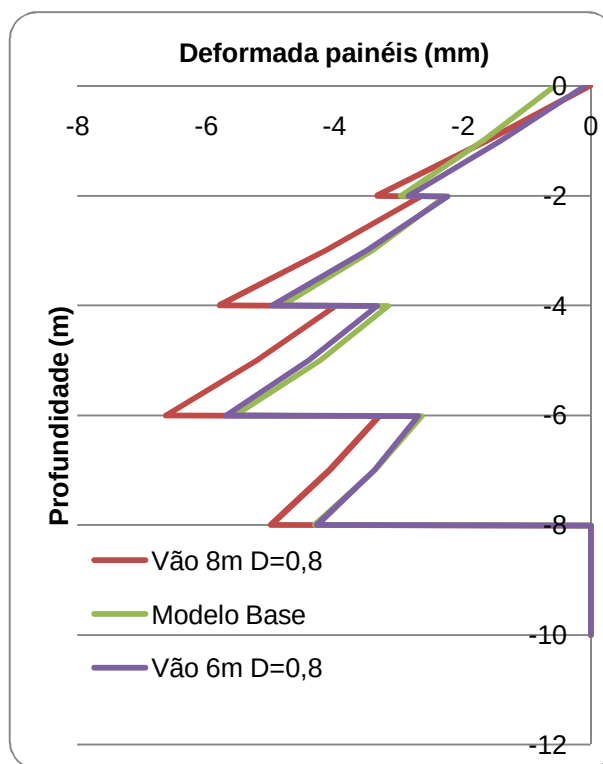


Fig. 71: Deformada final do betão projectado em função da variação do diâmetro da estaca e vão entre estacas

Quadro 7: Diferencial entre a deformação máxima e a inicial de cada anel de betão projectado (deformações em m)

	6m D=0,8	8m	8m D=0,8
1º anel	-0,00276	-0,0024	-0,003325
2º anel	-0,00273	-0,00253	-0,003135
3º anel	-0,00235	-0,00238	-0,002646
4º anel	-0,00157	-0,00166	-0,00169

A deformação dos anéis de contenção com a estaca de 0,8 metros, excepto para a solução com vão entre estacas de 6 metros, (Quadro 7) é bastante maior que para a solução tomada como cálculo base, exigindo para vãos maiores que 6 metros a utilização de estacas de 1 metro, isto se as pequenas deformações forem uma prioridade (zona densamente urbana).

4.4.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A variação do diâmetro da estaca provoca, uma grande diminuição de rigidez, tendo reflexos notórios sobre todo o comportamento do modelo em estudo nesta dissertação. Em especial na direcção transversal à contenção. A diminuição do diâmetro da estaca de 1 m para um diâmetro de 80 cm provoca uma diminuição de área da estaca de 36% e uma redução da área da estrutura de contenção de 30%, valores também referentes ao volume de betão necessário.

4.4.4.1. Esforços na estaca

Nos diagramas de esforços transversos representados na Fig. 72, são visíveis as variações relativas à utilização da contenção com diferentes diâmetros. A utilização da estaca com diâmetro de 80 centímetros, não provoca efeitos de especial relevância nos esforços transversos até à base de escavação, apenas uma pequena diminuição do esforço transversal. Abaixo da base de escavação existe uma mudança relativamente grande, à entrada no estrato rígido (-15m), havendo uma redução para cerca de 2/3 no cálculo agora efectuado.

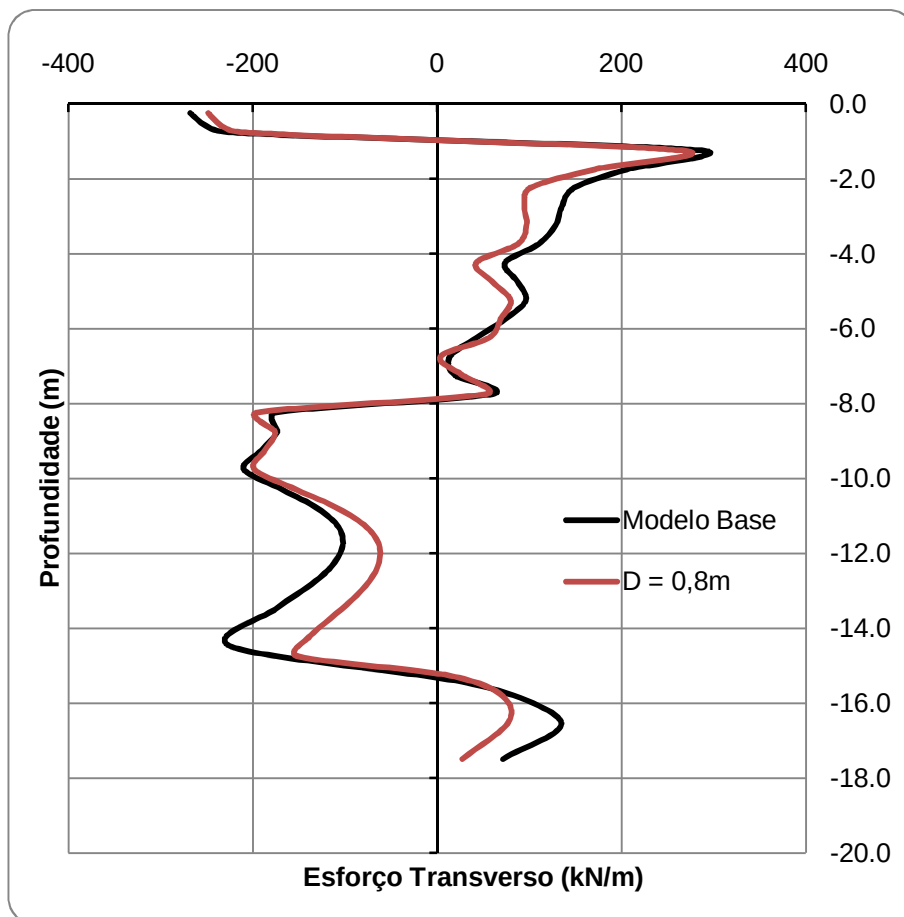


Fig. 72: Diagrama de esforço transversal na estaca em função do diâmetro da estaca

Nos diagramas de momentos flectores apresentados na Fig. 73, a diferença entre as duas representações é também muito pequena, mas no caso dos momentos são efectivamente muito mais próximos os dois diagramas, variando no máximo 10%, sendo esta alteração apenas verificada a duas cotas ao longo dos 18 metros, aos -7 m e os -15 m.

A pequena variação dos esforços, momentos e esforço transversal, revela o facto de a estaca enquanto não for carregada pontualmente no seu esforço resistente máximo, vai reagir aos esforços induzidos de maneira semelhante, variando a sua deformação em percentagens pequenas.

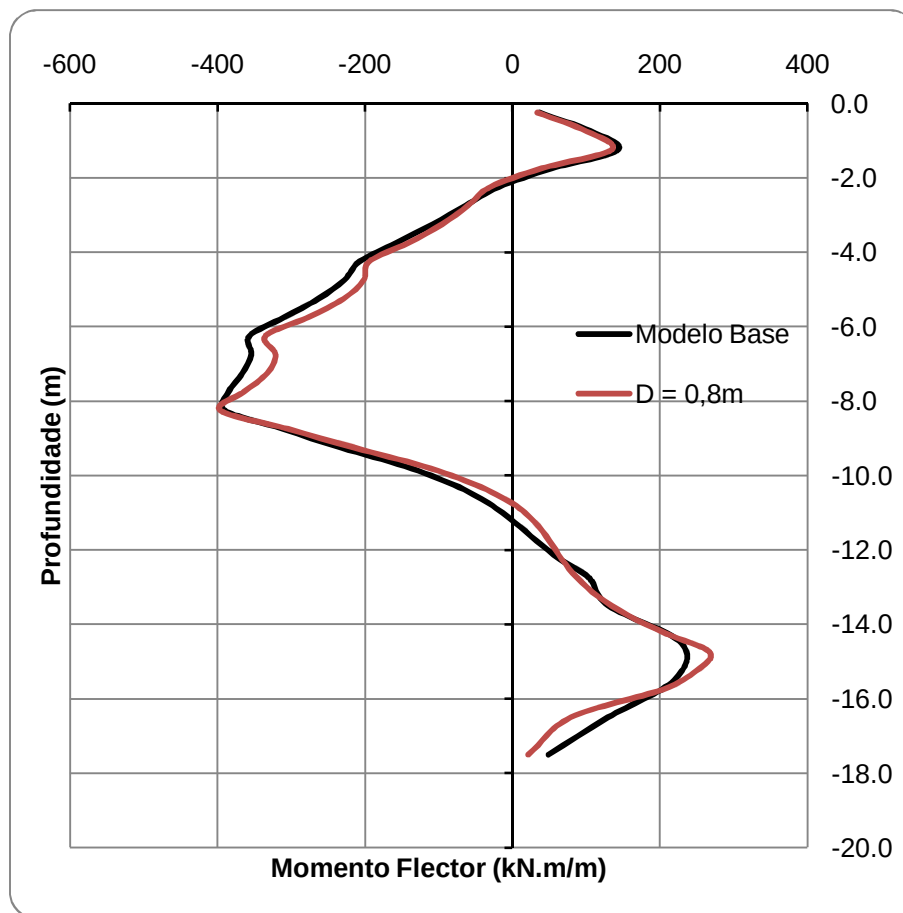


Fig. 73: Diagrama de momentos flectores na estaca para a comparação dos modelos com estacas de diferentes diâmetros

4.4.4.2. Esforços no betão projectado

No centro da contenção, os esforços, transversos e axial, diminuíram com a variação da dimensão da estaca. Os esforços transversos apresentados na Fig. 74, têm um comportamento diferente da solução considerada como base. Na zona próxima da superfície tomam valores positivos e dos -2 aos -7 metros têm valores negativos mas sempre com os mesmos pontos de inflexão do diagrama referente ao modelo base, tendo um máximo absoluto aos -8 metros de 13 kN. O facto do diagrama de esforços transversos variar desta maneira mostra a menor capacidade resistente da solução analisada.

Os momentos, Fig. 75, e os esforços axiais, Fig. 76, sofrem variações maiores no caso dos momentos, mas mostram a menor capacidade de suporte de esforços existente com a diminuição de diâmetro da estaca. Conclui-se que em termos de esforços, a diminuição do diâmetro da estaca, provoca uma redução considerável nos máximos de dimensionamento. Comparando com o subcapítulo 3.2.4.2 conclui-se que, continua a não ser necessária a utilização de armadura de esforço transversal nos painéis de betão projectado.

O facto do diagrama de esforços transversos variar da maneira atrás ilustrada mostra a menor rigidez do sistema de contenção, obrigando o maciço a redistribuir mais as cargas internamente.

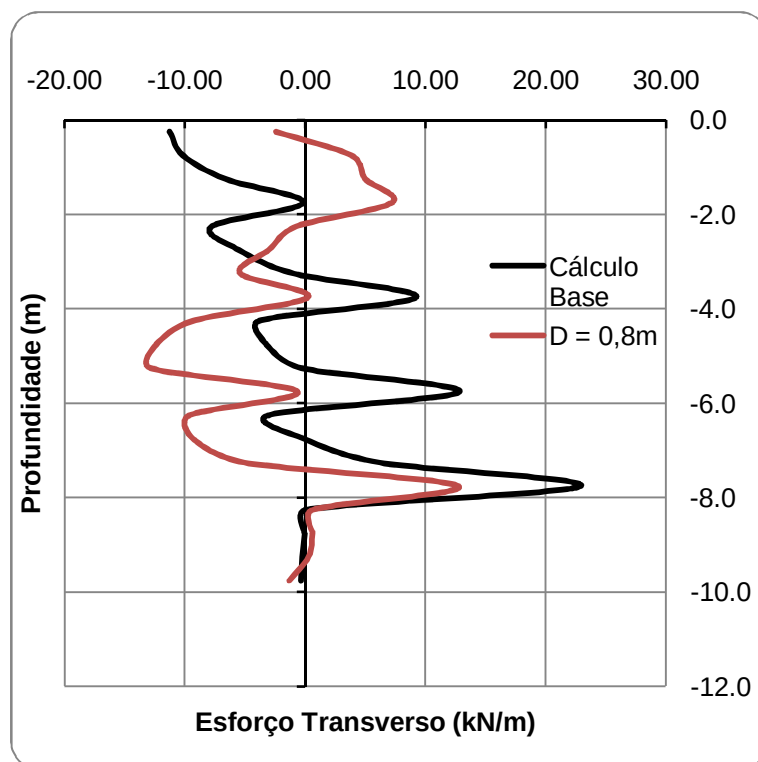


Fig. 74: Diagrama de esforços transversos no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente diâmetro de estaca

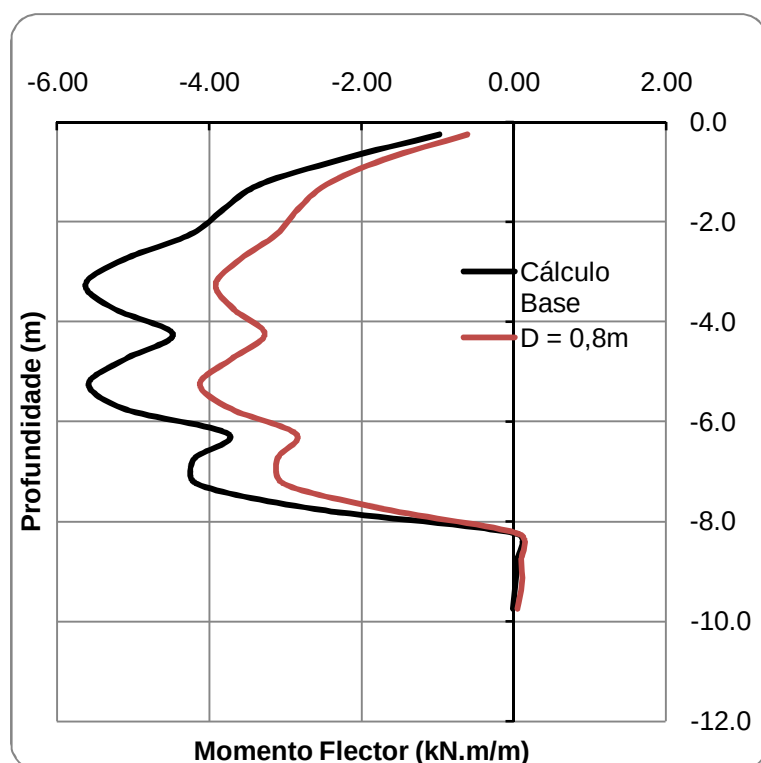


Fig. 75: Diagrama de momentos flectores no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente diâmetro de estaca

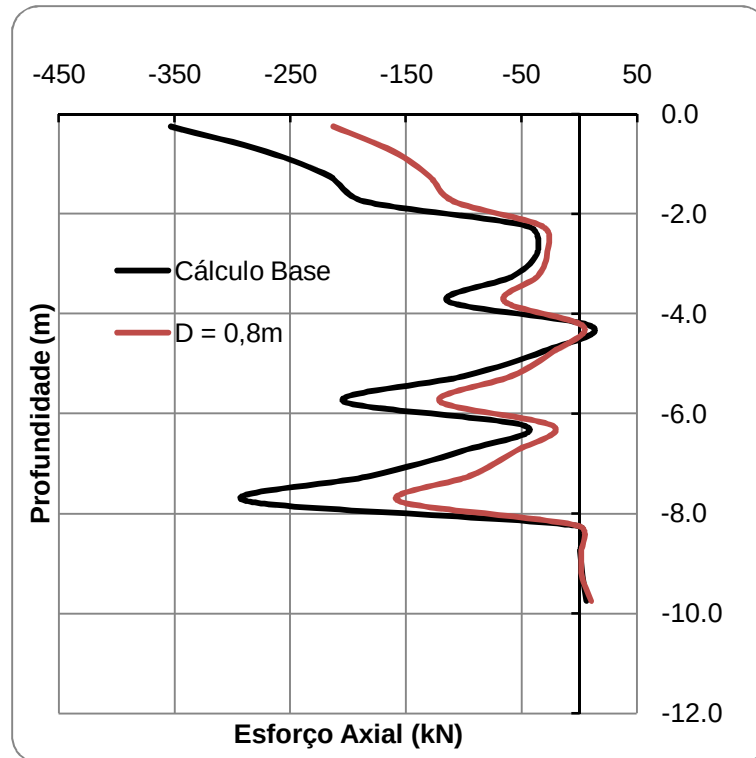


Fig. 76: Esforços axiais no betão projectado para diferentes diâmetros de estaca

4.4.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO

Com a variação da dimensão da estaca, é espectável uma maior zona plastificada do maciço, dada a diminuição de esforços nos painéis de betão projectado e na estaca.

Da análise da Fig. 77, conclui-se que a zona plastificada é menor, para o interior do maciço, mas é plastificada uma maior zona em profundidade. Existem plastificações do solo a partir do cota -3 m e dispersam cerca de 3 metros para o interior do maciço, o que perfaz um volume de plastificação consideravelmente menor.

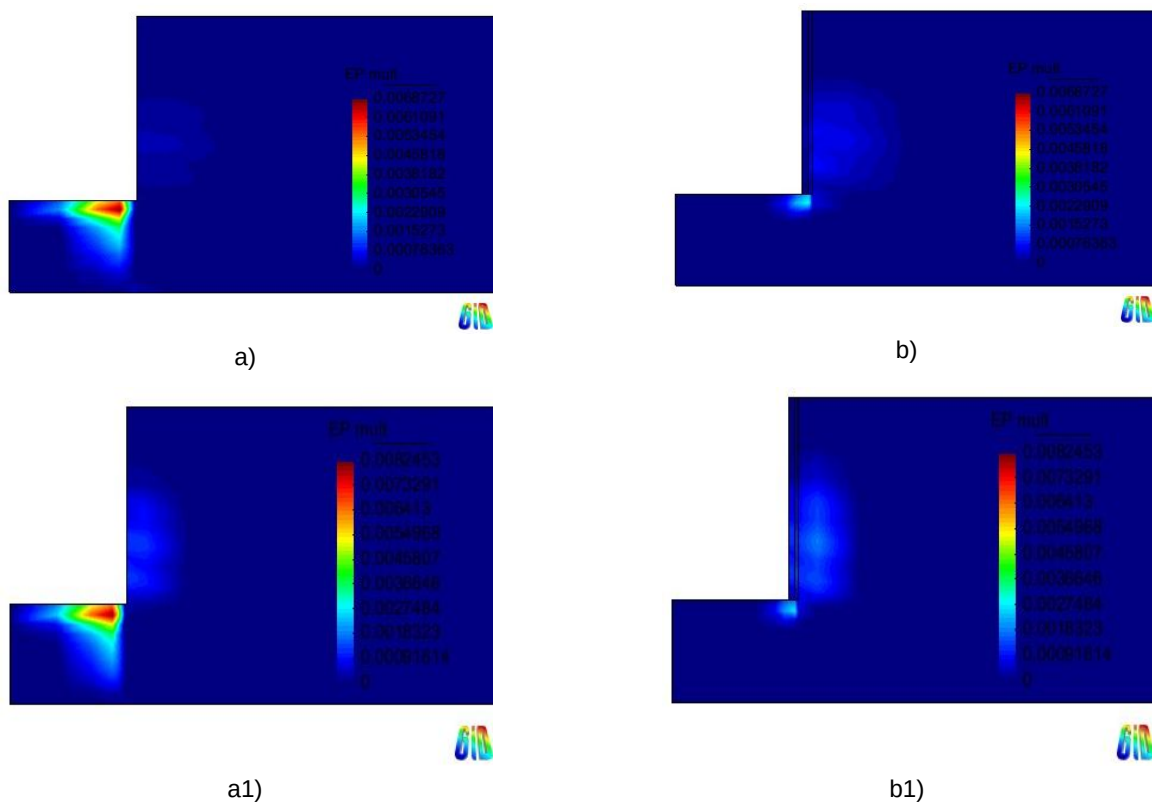


Fig. 77: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a) e a1) corte vertical próximo da estaca; b) e b1) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b) relativo ao cálculo base; a1), b1) relativo ao modelo de estaca com 80 cm de diâmetro;

4.5. VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DO ESTRATO RÍGIDO

A estaca representa o elemento mais importante da solução em estudo, funcionando como suporte e distribuidor das tensões no seio da estrutura de contenção. As tensões são distribuídas ao solo, ao estrato rígido inferior e à escora, de modo a criar um sistema de contenção. Neste capítulo será testada a aplicabilidade da solução construtiva em estudo no caso do estrato mais rígido se situar abaixo da base da estaca.

Esta análise paramétrica tem como finalidade entender o funcionamento estrutural da contenção, sem existir encastramento “perfeito” da estaca. Prevê-se deslocamentos maiores no solo abaixo do fundo da escavação e maiores deslocamentos à superfície, no centro dos painéis de betão projectado.

A retirada do encastramento da estaca provoca uma grande variação na resistência de contenção da face escavada. O que se pretende nesta análise é fazer a comparação dos deslocamentos e esforços provocados pela escavação, para um modelo em que o estrato mais rígido se situe à cota -20 m (2 metros a baixo da base da estaca) e do Cálculo Base.

4.5.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA

Na Fig. 78, é apresentada a deformada obtida da simulação do modelo descrito anteriormente. Da análise desta figura, pode ser concluída a importância do parâmetro em estudo neste subcapítulo, pois as variações da deformada são muito grandes.

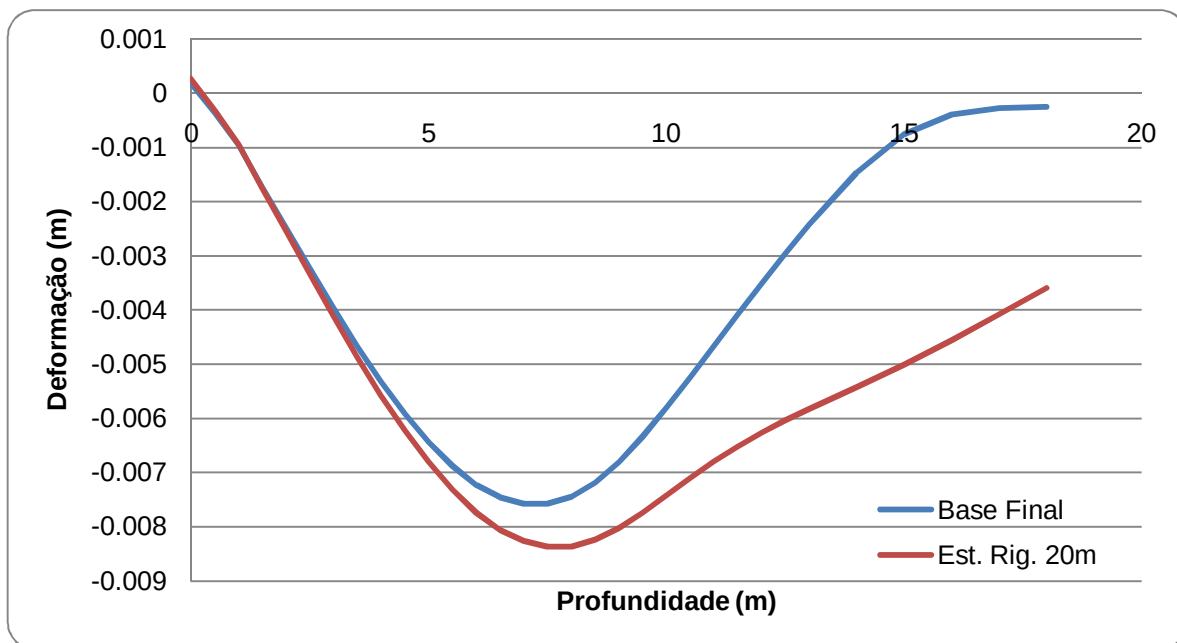


Fig. 78: Comparativo das deformadas da estaca para as diferentes soluções adoptadas

A não existência de encastramento provoca no comportamento da estaca um ligeiro aumento da deformada máxima, para 8,4 mm, mas a principal diferença é o comportamento depois do máximo enunciado aos -7,5 metros de profundidade. A partir dessa profundidade, a estaca tem um comportamento aproximadamente linear, verificando-se um deslocamento da base da estaca de aproximadamente 3,6 mm.

O aumento da deformação da estaca pode não ser considerado muito grave, visto a grande diferença entre comportamentos ser apenas a partir dos -10 metros, quando comparado por exemplo com o estudo paramétrico relativo à variação do diâmetro da estaca para 0,8 metros, prevendo-se apenas uma muito maior solicitação do solo inferior a esta cota.

A deformação máxima obtida sem encastramento é apenas 10% maior que a do Cálculo Base, havendo uma grande variação para valores inferiores à cota relativa à deformada máxima.

4.5.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS

Pela interpretação da Fig. 79, é possível retirar algumas conclusões do comportamento da solução construtiva ao aumento da profundidade do solo mais rígido. Tal como aconteceu na análise da deformação da estaca, a parede de betão projectado, para a solução em análise, tem uma variação da deformação até aos -10 metros relativamente pequena. A deformação máxima da contenção de betão projectado aumentou 9%, para os 9,7 mm, Variação considerada muito pequena, dada a deformada abaixo dos 10 metros de profundidade.

Ao contrário do esperado, à superfície, tanto na estaca como no centro da contenção, não teve variações grandes de deformação. No centro da contenção, ao contrário do esperado, verificam-se deslocamentos mais pequenos, quase nulos. Apesar dos deslocamentos à superfície parecerem mais favoráveis, no fundo da escavação os deslocamentos são bastante maiores, cerca de 30%.

Com o aumento da profundidade ao estrato rígido, existe um aumento para o dobro do volume de solo residual na zona abaixo da base da escavação. Este diferencial, aliado ao diferente comportamento da estaca, vai provocar um maior empolamento da base da escavação. O empolamento vai aumentar para os 2,7 cm no centro da escavação o que significa um aumento de 70% (Cálculo Base igual a 1,6 cm). Já na zona mais desfavorável, situada em frente à estaca, a cerca de 1 metro, o empolamento foi de 3,1 cm, Uma razão de 60% em relação aos 1,94 cm do Cálculo Base.

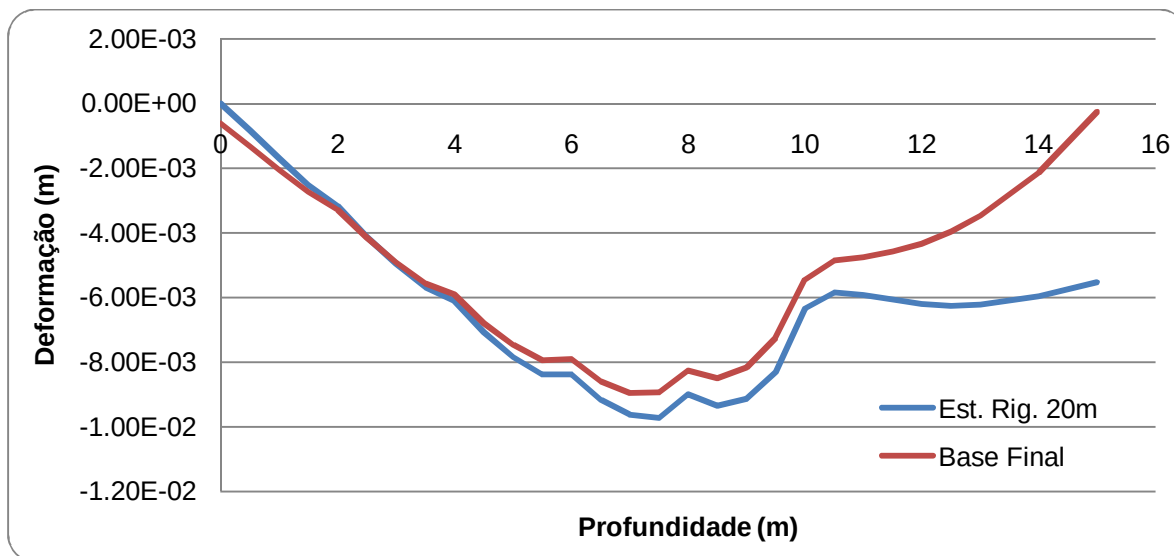


Fig. 79: Variação da deformada do maciço, a meio vão entre estacas, com a variação da profundidade do estrato mais rígido para -20 metros

A deformação da contenção para o caso da estaca não chegar ao estrato mais rígido, tal como a evolução segundo as várias fases da sequência construtiva, estão apresentadas na Fig. 80. Desta figura pode ser compreendido que a principal diferença de comportamento da solução é na deformação do solo abaixo do fundo da escavação (-10 m).

A deformada da linha de solo da continuação do centro de escavação, vai ter uma deformação nula apenas à cota -20 m, aquando da sua entrada no estrato mais rígido.

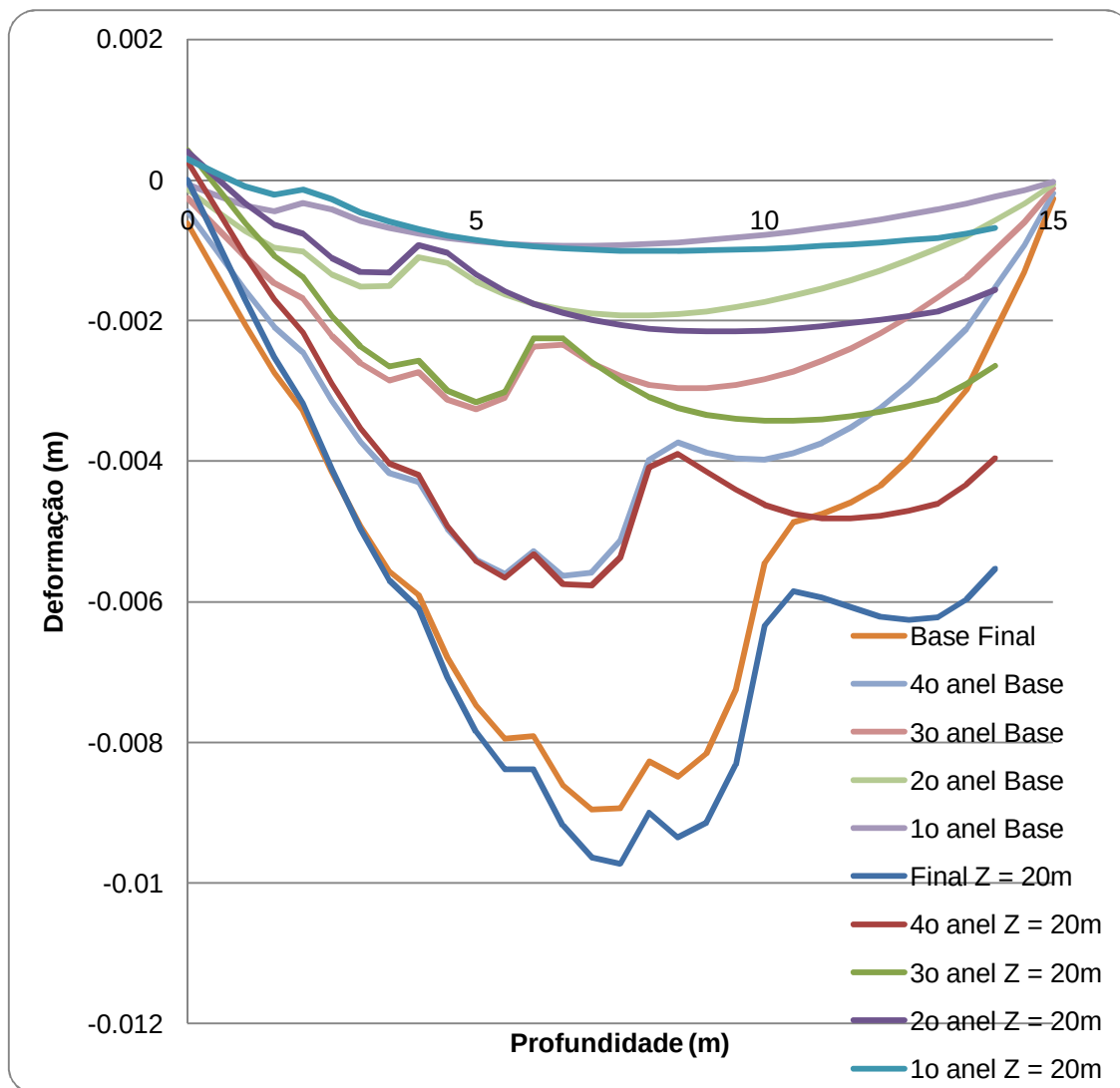


Fig. 80: Variação da deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da profundidade do estrato rígido nas várias fases construtivas

4.5.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO

Está ilustrado na Fig. 81, a deformação dos 5 anéis de betão projectado, induzida desde o momento da sua projecção até ao final da construção da contenção. Tal como concluído no ponto 4.4.2, o modelo simulado com o estrato rígido mais profundo e sem encastramento da estaca, tem deformações próximas às do Cálculo Base. As diferenças que existem são relativas à maior deformação do maciço devido, ao maior volume de solo “não muito competente” e ao não encastramento da estaca, tornando a estrutura muito mais móvel.

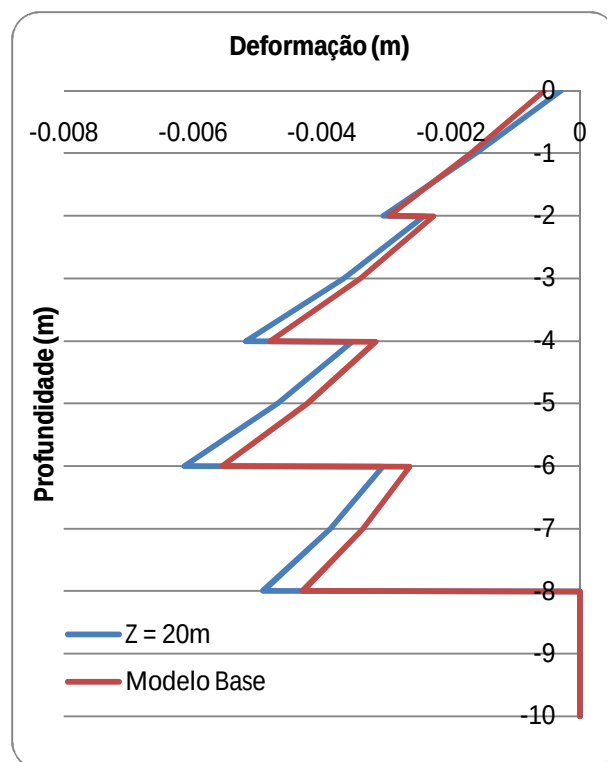


Fig. 81: Deformada dos painéis da contenção na fase final de cálculo em função da profundidade do estrato rígido

Quadro 8: Valores extremos da deformada dos painéis representados na Fig. 81 (em metros)

	Est. Rig. 20m	Calculo Base
1º anel	-0.002743521	-0.00240011
2º anel	-0.002754977	-0.002529645
3º anel	-0.002601463	-0.002379459
4º anel	-0.001847941	-0.001660591

No Quadro 8, apresentam-se os valores relativos à deformação dos painéis de contenção nos seus extremos superior e inferior, no final da construção da contenção. Da análise deste quadro pode ser verificada a semelhança entre os dois modelos. A deformação de cada anel, é um pouco maior que a deformação dos anéis do Cálculo Base, mas sempre com uma variação muito pequena e perfeitamente justificável pela “degradação” do solo em profundidade.

4.5.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A variação da profundidade do estrato mais rígido e consequente não encastramento da estaca, provoca uma grande diminuição da capacidade de suporte do modelo, em estudo nesta dissertação na direcção transversal à contenção.

O modelo de contenção tem que se valer da capacidade do solo resistir aos esforços para haver um funcionamento seguro da solução de contenção. Nas secções seguintes será

realizada a análise aos esforços existentes na estrutura de contenção, para verificar a estabilidade e exequibilidade da solução em estudo.

4.5.4.1. Esforços na estaca

Nos diagramas de esforços transversos na estaca representados na Fig. 82, são visíveis as pequenas variações relativas à utilização da contenção para diferentes cotas de presença do estrato rígido. Os esforços observados são muito semelhantes nas duas contenções, até à base da escavação, comportando-se da mesma maneira. A partir dos -10 metros, dada a menor capacidade do solo a -15 metros, os esforços solicitados pela estaca têm menor reacção por parte do solo, nesta zona. Enquanto no Cálculo Base os impulsos são maioritariamente equilibrados pelo estrato mais competente, muito pouco deformável, no cálculo em que se considera que a estaca não atinge este estrato passa a ser o solo residual a equilibrar na totalidade estes impulsos, diminuindo o esforço transversos desde a base da escavação até cerca dos 13,0 m de profundidade.

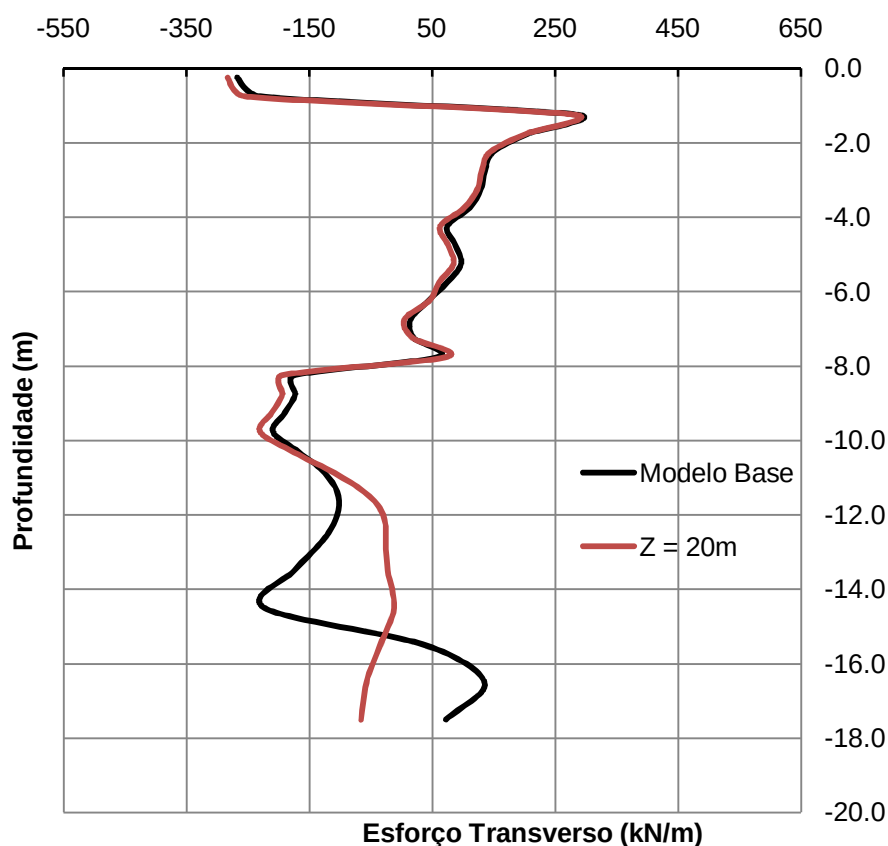


Fig. 82: Esforço transverso na estaca para a comparação dos modelos com diferentes cotas do estrato rígido

A distância existente entre a estaca e o estrato rígido, vai fazer com que os esforços se distribuam de maneira diferente nos elementos estruturais quando comparado com o Cálculo Base. Como se pode observar na Fig. 83, os momentos flectores têm comportamentos

próximos até aos -10 metros (tal como os esforços transversos), variando significativamente abaixo desta cota. Para o modelo em análise, com o estrato rígido a 20 metros da superfície e sem encastramento da estaca, dada a continuidade do solo entre os -10 e os -20 metros os momentos flectores vão ter uma variação mais pequena, tendendo para um momento flector nulo a partir dos -13 metros.

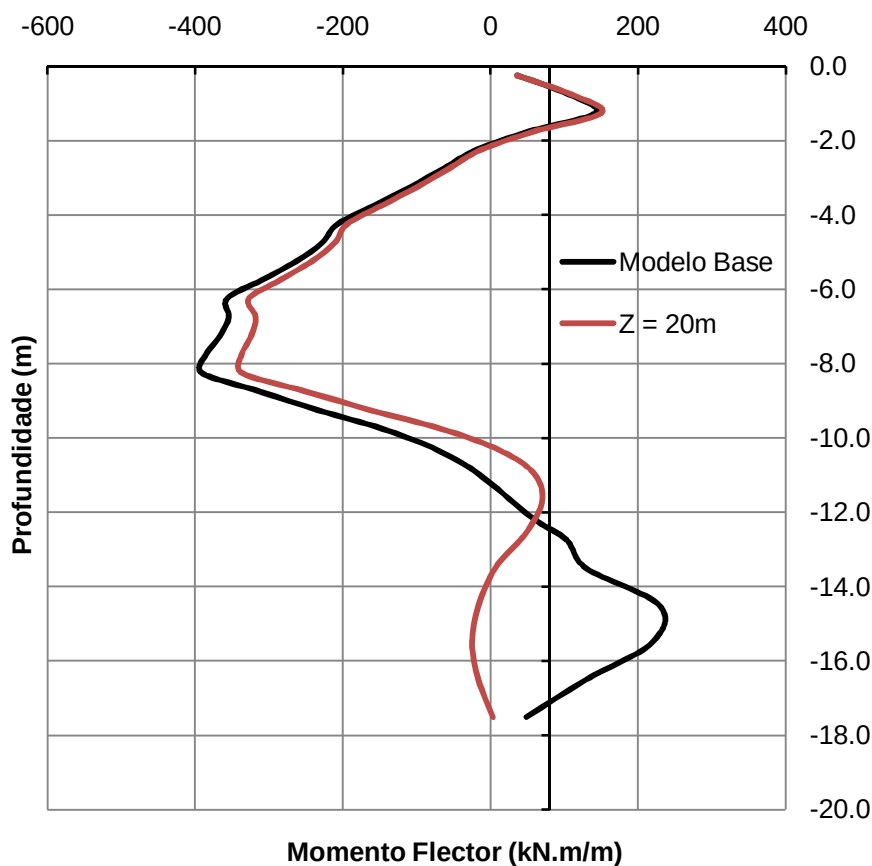


Fig. 83: Momentos flectores na estaca para a comparação dos modelos com diferente profundidade do estrato rígido

4.5.4.2. Esforços no betão projectado

Os esforços transversos apresentados na Fig. 84, têm um comportamento quase igual ao da solução considerada como base. No centro da contenção, os esforços transversos e axial, Fig. 85, aumentam um pouco com a variação da profundidade do estrato rígido a partir dos -4 metros, sendo muito semelhante até a essa profundidade.

Os momentos flectores presentes no centro da contenção, Fig. 86, têm ligeiras mudanças de dimensão, cerca de 7% nos máximos relativos dos -2 aos -8 metros, mas no geral são muito próximos dos valores encontrados para o Cálculo Base.

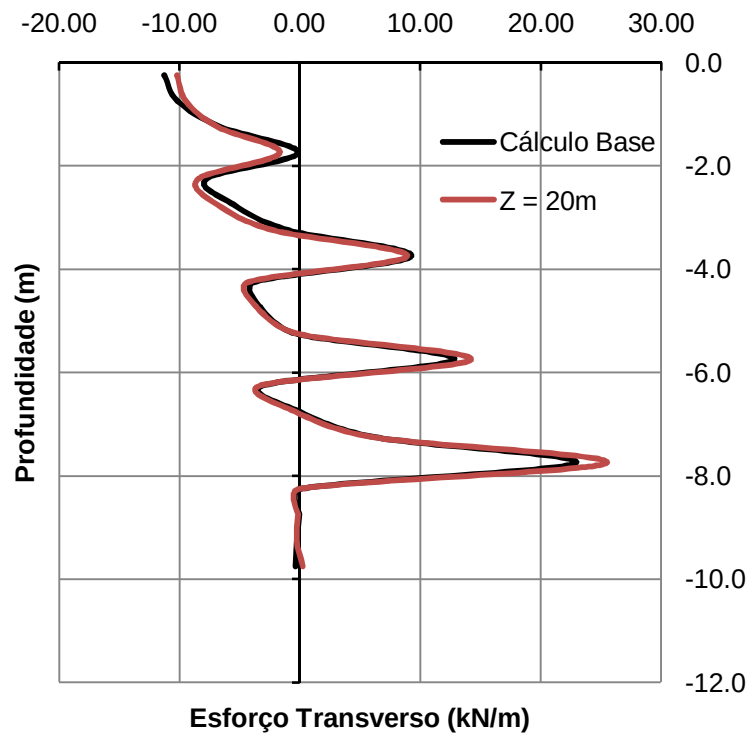


Fig. 84: Esforços transversos no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente profundidade do estrato rígido

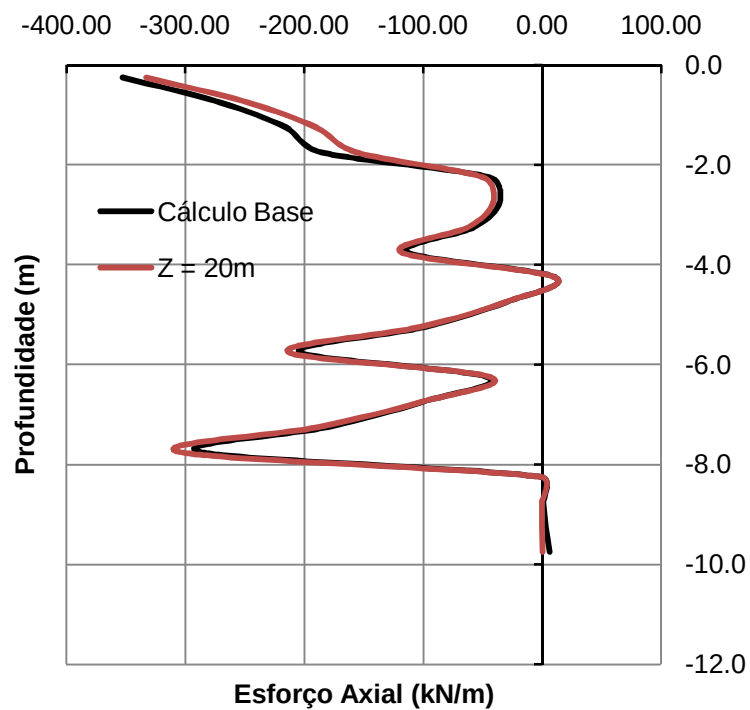


Fig. 85: Esforços axiais no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente profundidade do estrato rígido

Conclui-se que os esforços induzidos na contenção são praticamente iguais havendo ou não encastramento da estaca, tendo a única grande variação na distribuição dos esforços da estaca abaixo do fundo de escavação.

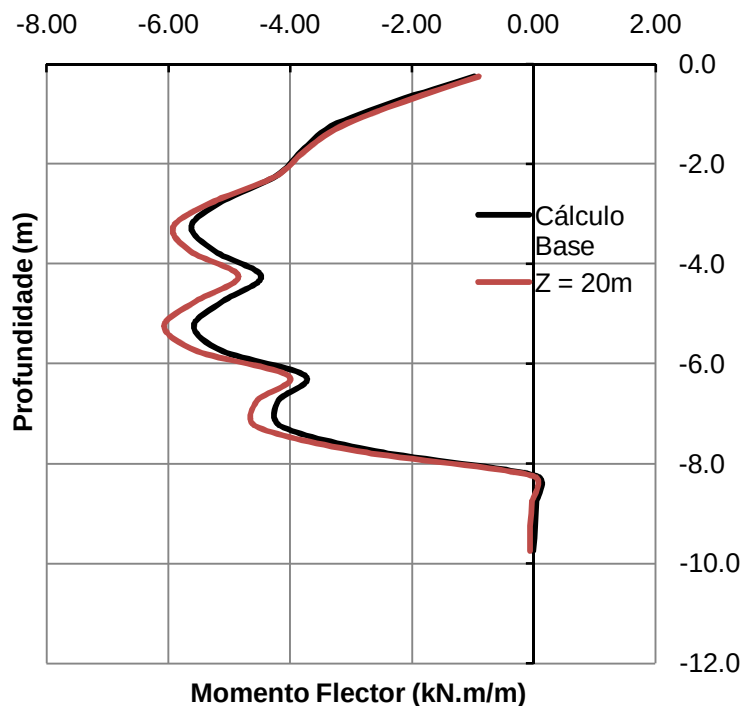


Fig. 86: Momentos flectores no centro da contenção para a comparação de modelos com diferente profundidade do estrato rígido

4.5.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO

A existência de uma estaca submetida a flexão sem encastramento num solo mais rígido, leva a crer a existência de grandes zonas plastificadas no maciço, o que se pode observar através da análise da Fig. 87, é contrariado. Na face de escavação existe uma maior grandeza de plastificação do que no Cálculo Base, o que significa que o solo tem uma muito maior plastificação.

Dos valores apresentados neste subcapítulo (4.5.), conclui-se que a inexistência de encastramento da estaca não implica que a solução não possa ser aplicada. Este estudo da variação da profundidade do estrato rígido, mostra que a não existência de encastramento perfeito leva ao agravamento dos deslocamentos e dos esforços provocados pela escavação, tal como uma plastificação maior.

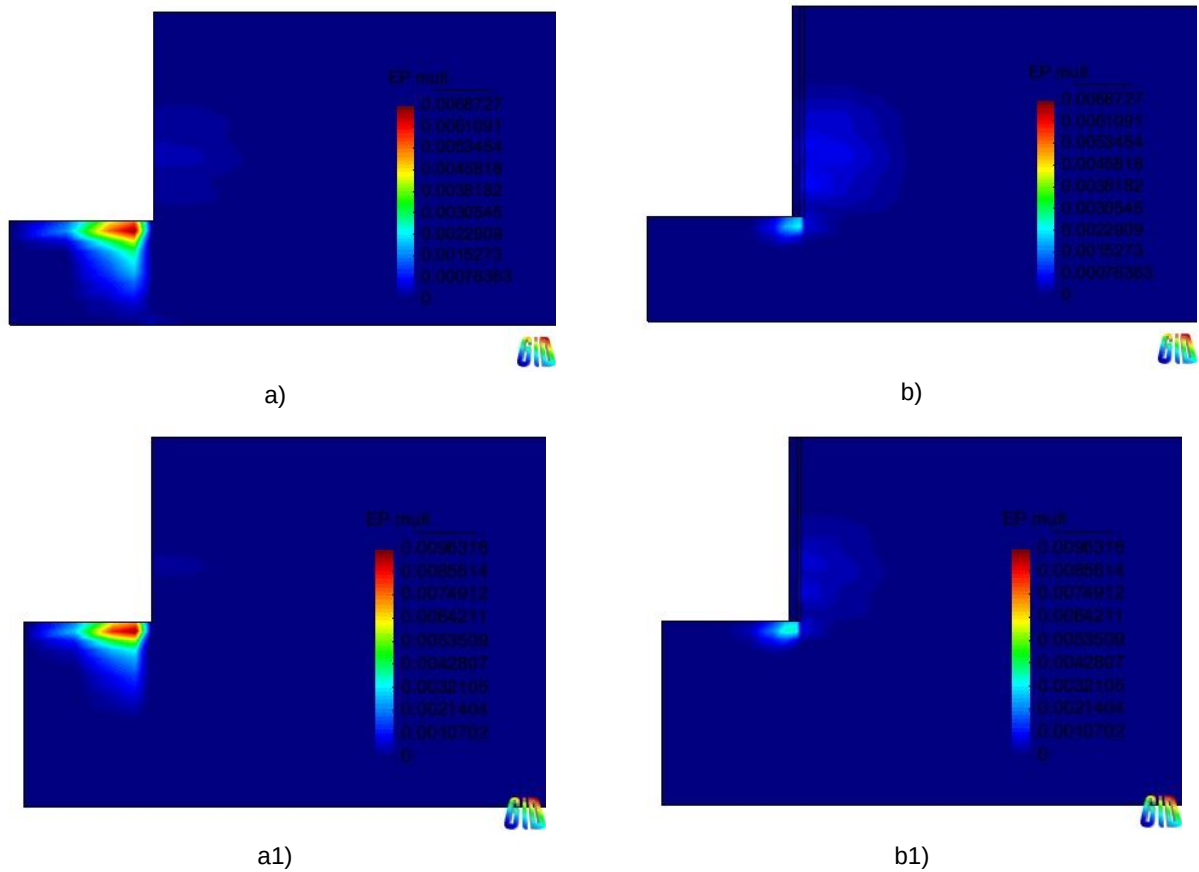


Fig. 87: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a) e a1) corte vertical próximo da estaca; b) e b1) corte vertical a 1/2 do vão entre estacas; a), b), relativo ao cálculo base; a1), b1), relativo ao modelo com estrato rígido à cota -20 metros;

4.6. VARIAÇÃO DA COESÃO NO TERRENO

A coesão é uma característica resistente do solo com bastante importância no dimensionamento de estruturas de suporte como a estrutura em estudo. Visto a solução em estudo ter como base a aplicação num solo residual granítico como o existente na cidade do Porto e “valores de coesão entre 0 kPa e 50 kPa serem relativamente correntes nos solos residuais da região Norte de Portugal” [Topa Gomes, 2008], foram realizadas simulações para os valores mais desfavoráveis deste intervalo.

“A utilização do Método de Escavação Sequencial não seria possível num maciço puramente friccional, pelo que um intercepto coesivo mínimo de cerca de 5 kPa é sempre necessário para garantir a estabilidade da face não suportada no momento em que se procede à abertura dos painéis de escavação” [Topa Gomes, 2008].

No âmbito desta dissertação, é importante serem considerados valores de coesão dentro da gama de valores acima referidos (0 e 50 kPa), mas em diferentes tipos de solos são verificados valores de coesão muito mais elevados.

Os valores da coesão utilizados no âmbito desta análise paramétrica e considerando o tipo de solos para os quais está a ser realizado o estudo, foram 5 kPa e 20 kPa comparativamente aos 10 kPa usados no Cálculo Base desta dissertação. Como valor meramente indicativo, foi realizado o cálculo também para um solo de coesão igual a 2 kPa, podendo quase considerar-se este solo puramente friccional.

4.6.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA

Na Fig. 88, é apresentada a deformada obtida da simulação dos modelos descritos na secção anterior. Da análise desta figura, pode ser verificada a importância do parâmetro em estudo neste subcapítulo, pois as variações da deformada apesar de pequenas representam uma variação de 35% da deformada, entre o modelo com menor e maior coesão.

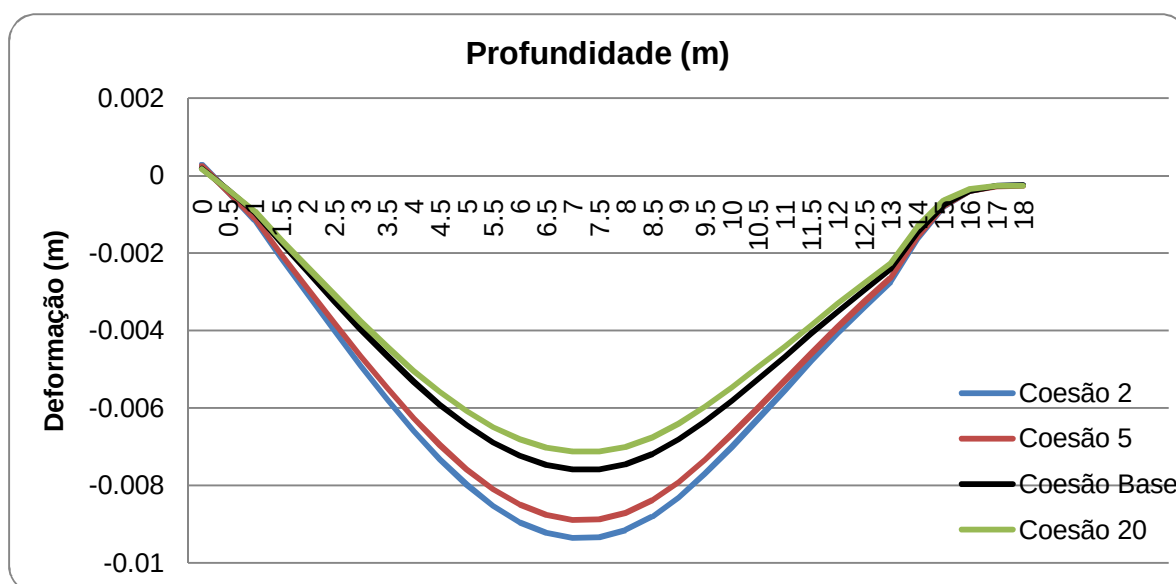


Fig. 88: Deformadas da estaca para os diferentes modelos adoptados

Visto a coesão ser uma característica resistente do solo, quanto maior for este parâmetro, menor vai ser a solicitação da contenção e respectiva deformada. Para o modelo com coesão igual a 20 kPa obteve-se uma deformada máxima na estaca de 7,1 mm (-6%) e para os modelos de menor coesão obteve-se 8,8 mm (+17%) e 9,3 mm (+23%). Estas variações são definidas relativamente ao Cálculo Base.

4.6.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO ENTRE ESTACAS

Através da interpretação da Fig. 89, verifica-se que a deformada não aumenta numa proporção muito grande com a variação da coesão do terreno. As deformadas mantêm a mesma forma, alterando apenas a dimensão e a deformação pontual dos painéis de betão projectado.

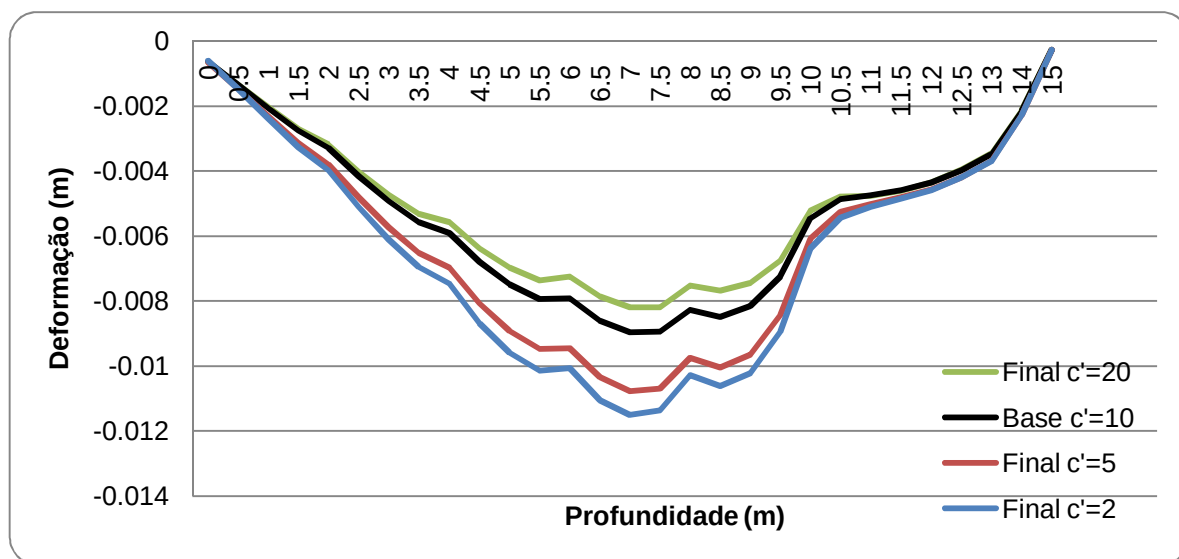


Fig. 89: Deformada do maciço a meio vão entre estacas com a variação da coesão do solo

Para a menor coesão, o maciço deformou no máximo 11,5 mm, valor que ainda parece aceitável dada a dimensão dos painéis e da face escavada. O modelo com a maior coesão deformou-se no máximo cerca de 8,1 mm, o que é um valor bastante aceitável, ainda mais pela relativa facilidade em encontrar solos com tais valores de coesão.

No centro do maciço, a deformação aumentou 27% e 20% para as contenções com menor componente coesiva e diminuiu 8% para o modelo com maior coesão, comparando com o Cálculo Base.

Na Fig. 90 são apresentadas as deformadas para o centro da contenção dos 4 modelos em comparação no fim das cinco fases de projecção de betão. Dada a evolução da deformação e a existência de vinte linhas representadas na figura, aconselha-se a interpretar a ilustração, começando por identificar a fase de cálculo a que se quer dar relevância e seguidamente consultar a legenda de cores da figura para identificar a linha representativa da deformada a interpretar.

Para todos os modelos são atingidas deformações finais suportáveis pela estrutura de contenção considerada. Visto o solo menos coesivo ser considerado quase puramente

friccional, conclui-se que o suporte de uma estrutura como a estrutura em estudo mesmo para um solo incoerente tem possibilidade de oferecer segurança depois de executada, mas sendo a execução das cascas na face escavada muito difícil dada a falta de suporte do solo.

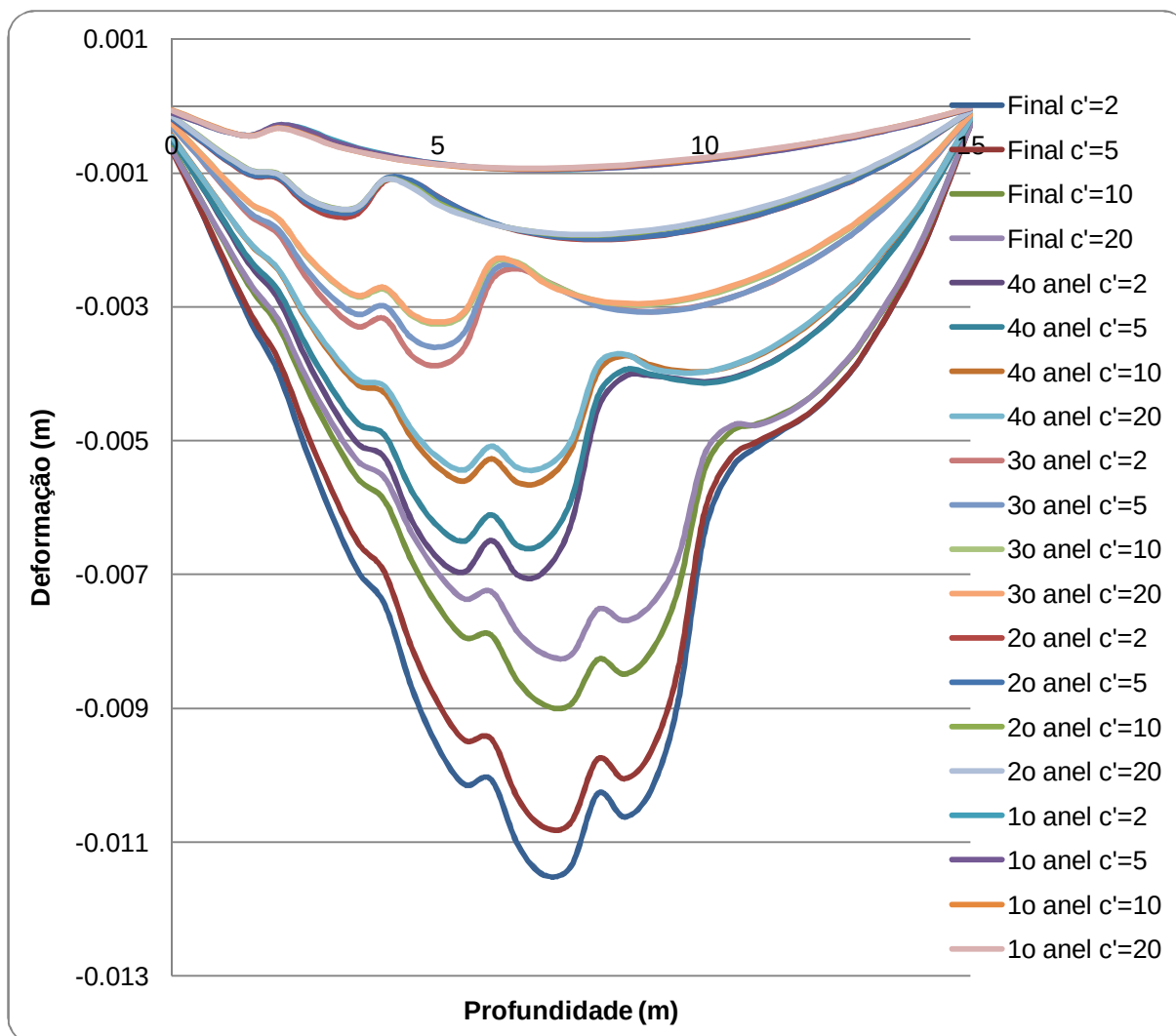


Fig. 90: Deformada do maciço a meio vão entre estacas, para os vários modelos apresentados com as diferentes fases construtivas

4.6.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO

É apresentada na Fig. 91, a deformada do suporte de betão projectado, para os vários modelos considerados nesta análise paramétrica da coesão, tal como no Quadro 9 é apresentada a diferença de deformação final entre a base e o topo de cada painel.

Da análise da Fig. 91 e do Quadro 9 verifica-se uma deformação muito maior dos painéis de betão projectado para os modelos com menor coesão, tal como uma deformada menor para o modelo de maior coesão.

Como pode ser observado na Fig. 91, a deformação de cada painel é a partir dos -4 metros, aproximadamente paralela, existindo uma grande variação entre modelos dessa cota até à

superfície. Na base do segundo painel, existe uma variação de 2/3 quando comparada a deformada dos modelos com maior e menor coesão.

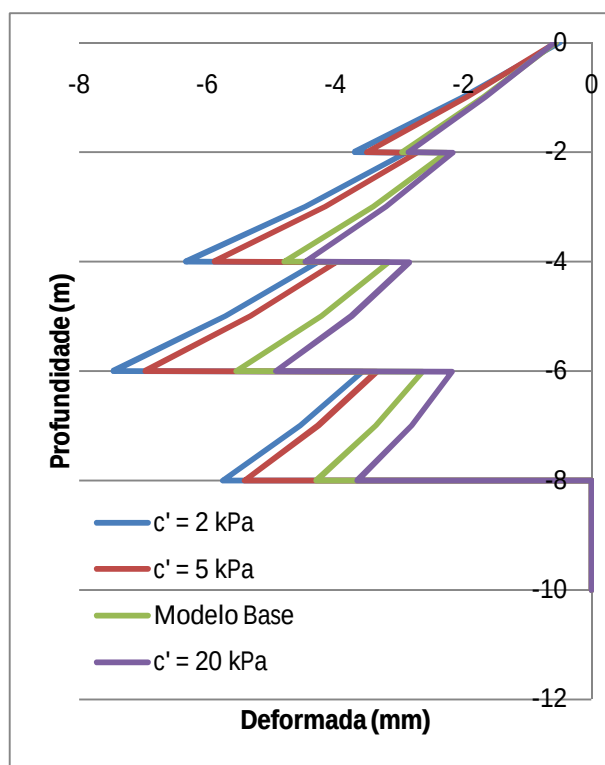


Fig. 91: Deformada final do betão projectado em função da variação do valor coesivo do solo

Quadro 9: Diferencial entre a deformação máxima e a inicial de cada anel de betão projectado (deformações em m)

	c' = 20 kPa	Cálculo Base	c' = 5 kPa	c' = 2 kPa
1º anel	-0.002274	-0.00240	-0.00295	-0.00320
2º anel	-0.002294	-0.00253	-0.00316	-0.00344
1º anel	-0.00208	-0.00238	-0.00298	-0.00318
2º anel	-0.001483	-0.00166	-0.00207	-0.00217

4.6.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A variação de um parâmetro da importância da coesão, certamente trará variações nos esforços induzidos à estrutura de contenção, em particular à estaca, que é o elemento estrutural mais importante no sistema em estudo. A variação da coesão entre 2 kPa e 20 kPa provocou uma variação máxima da deformada na estaca de 35%. Seguidamente será estudada a influência desta modificação nos esforços instalados na estaca.

4.6.4.1. Esforços na estaca

Nos diagramas de esforço transverso apresentados na Fig. 92, é possível a verificação das variações provocadas pela variação da coesão no maciço. O Cálculo Base, representado na figura pela linha a preto, tem esforços transversos sempre superiores ao diagrama relativo ao modelo com coesão igual a 20 kPa, variando pontualmente até -10%. Os modelos de menor coesão têm diagramas mais afastados do Cálculo Base, mas muito próximos entre si. A variação relativamente ao Cálculo Base foi de 23% e 28% para os modelos com menor coesão à cota de maior variação, que foi aos -8 m. À cota -8 m a variação do solo mais coesivo para o mais incoerente foi de 40%.

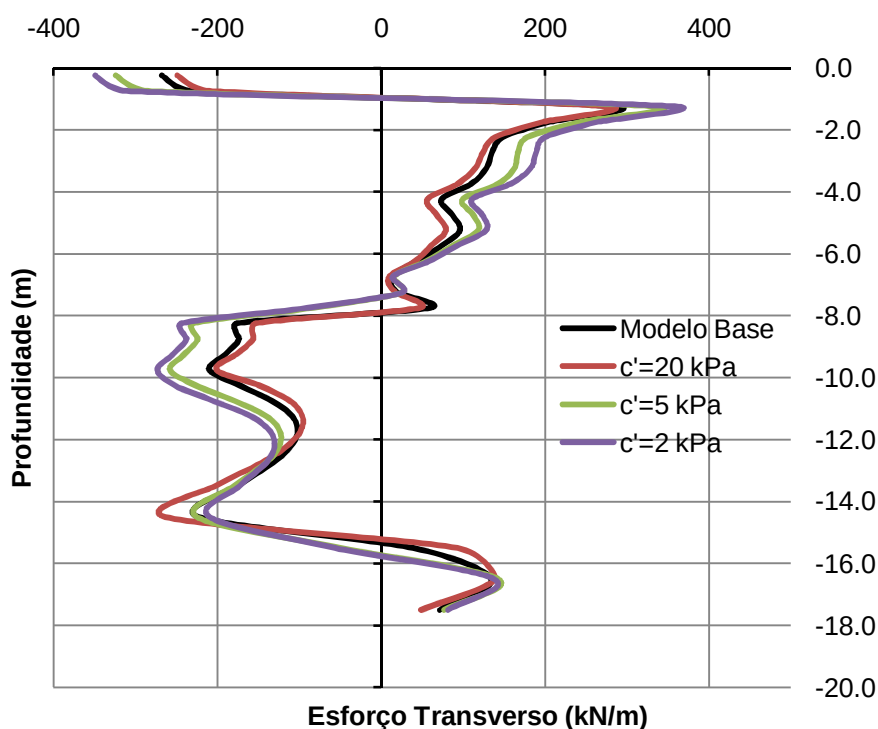


Fig. 92: Diagrama de esforço transverso na estaca para a comparação dos modelos com diferente coesão do solo

Na Fig. 92 é visível também que há um bom encastramento a partir dos -15 m. O esforço na escora aumentou bastante com a diminuição da coesão do terreno, como pode ser visto nos primeiros 2 metros à superfície, variando quase 150 kN.

Na Fig. 93 apresentam-se os diagramas de momentos flectores, existentes nas estacas para os vários modelos em análise. Os momentos na secção crítica da estaca (-8m) tomaram os valores 530 kN.m/m e 490 kN.m/m para os modelos menos coesivos e 353 kN.m/m para o modelo com maior componente coesiva. Visto o momento máximo ser 390 kN.m/m, pode considerar-se que houve uma grande variação nos solos menos coesivos.

Para os modelos menos coesivos, a estaca tem uma variação de 20% e 26% dos momentos flectores em relação ao Cálculo Base e para o modelo com o solo mais coesivo, uma variação de -11%.

Os resultados apresentados mostram que a aplicação e a viabilidade da solução estudada no âmbito desta dissertação são altamente dependentes da componente coesiva do material.

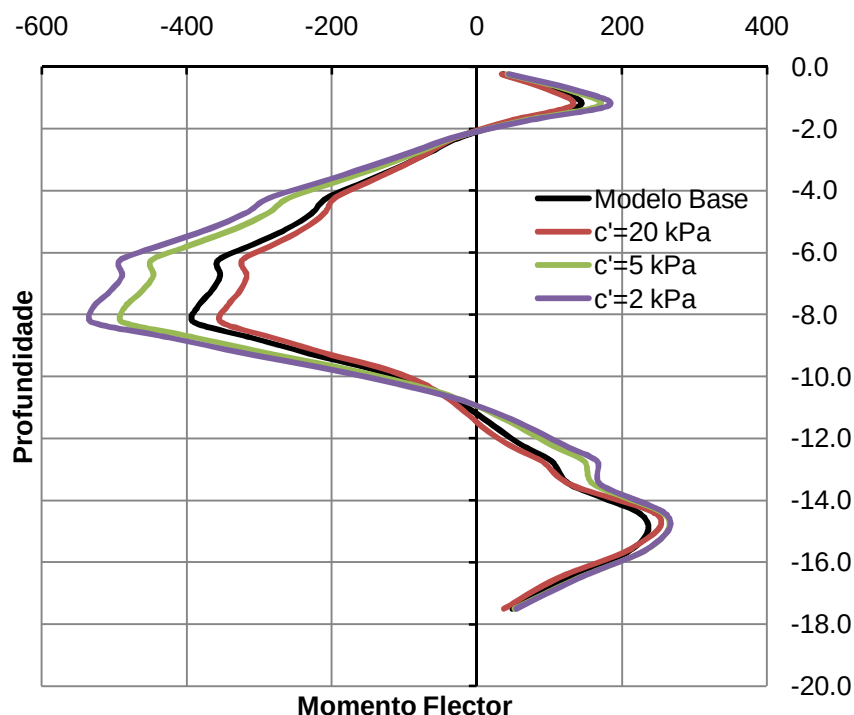


Fig. 93: Diagrama de momento flector na estaca para a comparação dos modelos com diferente coesão do solo

4.6.4.2. Esforços no betão projectado

No centro da contenção, e como se previa, os esforços vão adquirir valores bastante diferentes para modelos com diferentes características coesivas do solo. A forma dos diagramas para as três contenções são semelhantes, mas os valores têm uma grande variação.

Na Fig. 94 podem ser observados os diagramas de esforço transversal existentes no centro da contenção de betão projectado. Os diagramas referidos apesar de apresentarem pequenas variações de valor, podem ser considerados quase iguais à excepção do diagrama referente ao modelo mais coesivo, pois varia um pouco mais que os outros ao longo de cada painel. O valor máximo obtido de esforço transversal foi no modelo menos coesivo, como era esperado, e vale 28,1 kN/m, que é correspondente a uma variação de cerca de 20 %.

É apresentado na Fig. 95, o diagrama de esforços axiais existentes nos painéis de betão projectado. Os esforços axiais são os esforços de maior solicitação no betão projectado, facto que corrobora a boa aplicação do arco na casca de contenção. Estes esforços têm uma muito maior variação do que os esforços transversos com a variação da coesão no maciço.

Os modelos menos coesivos variaram 24% e 30% para os valores 350 kN/m e 376 kN/m, o modelo mais coesivo variou cerca de -23% para os 222 kN/m. Esta variação é bastante significativa, apesar de não poder ser considerada condicionante para a realização do modelo de estrutura de contenção.

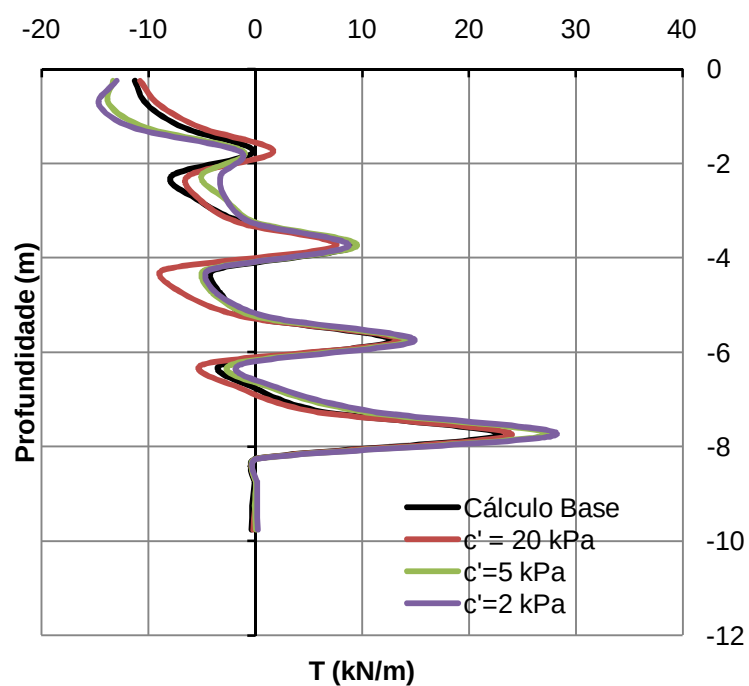


Fig. 94: Esforços transversos no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferente coesão

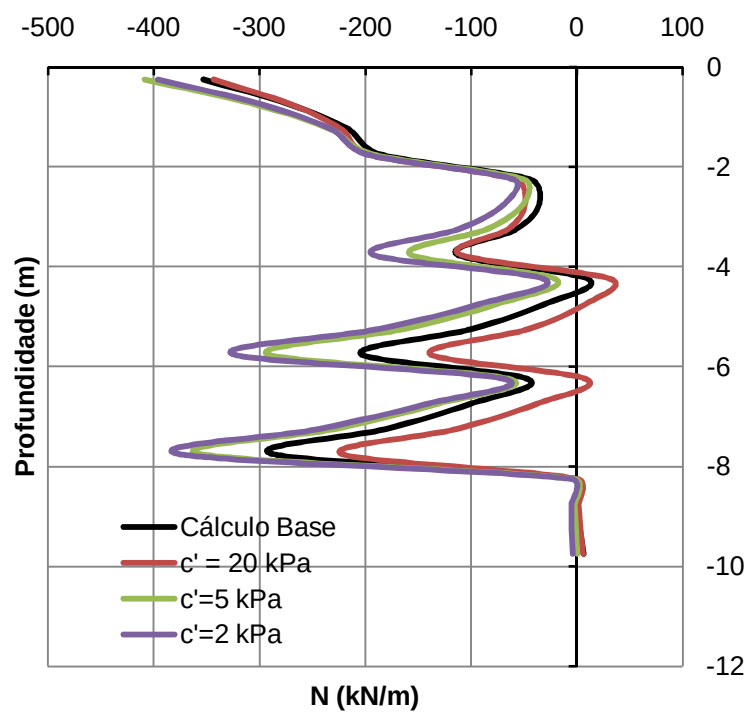


Fig. 95: Esforços axiais no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas

Os diagramas de momentos flectores estão representados na Fig. 96. Na figura referida é apresentada uma variação dos momentos flectores ao longo da contenção, em profundidade, que para os modelos menos coesivos descreve um diagrama muito parecido com o descrito pela solução do Cálculo Base, mas com um aumento de esforços de 11% ao longo de quase toda a contenção.

No modelo que adopta um maciço com maior coesão, o diagrama já não é tão parecido, variando ao longo da profundidade, assumindo valores menores do que os respectivos ao Cálculo Base até aos 4.5 m, evoluindo para valores maiores que o Cálculo Base dos 4.5 m até ao fundo da contenção.

O momento máximo para os modelos em análise foi, respectivamente por ordem crescente de coesão, 6,7 kN.m/m; 6,5 kN.m/m e 6,0 kN.m /m.

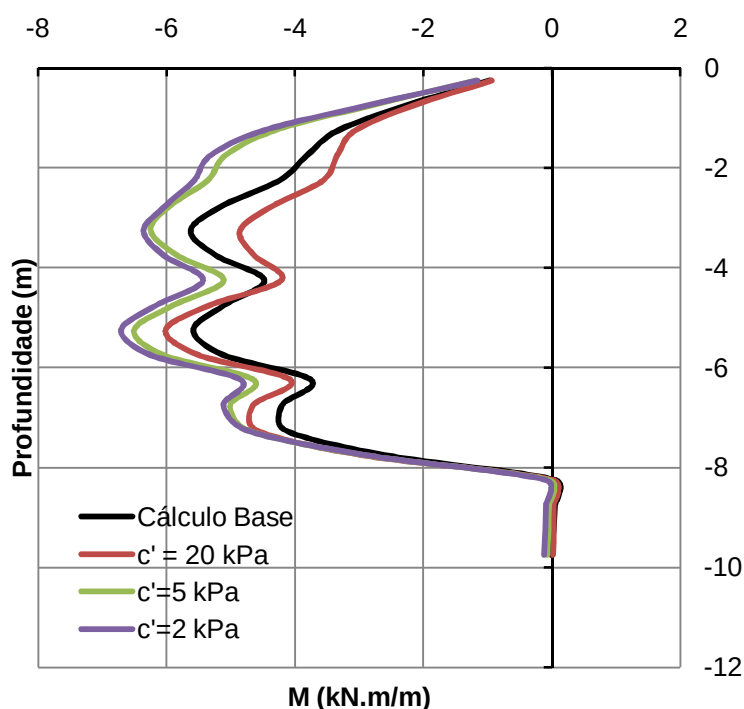


Fig. 96: Momentos flectores no centro da contenção para a comparação dos modelos com diferentes flechas

4.6.5. ANÁLISE DE PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO

Como está ilustrado na Fig. 97, a plastificação do maciço varia bastante com a variação da coesão do solo no modelo em estudo. Para uma diminuição da coesão do solo, houve um aumento da plastificação (extensão), tal como para o aumento de coesão houve uma redução da extensão de plastificação, sendo quase nula no solo considerado com coesão igual a 20 kPa. Este tipo de variação era já esperado, porque um solo menos coesivo tem menos trabalho na contenção, logo necessita de um carregamento maior para atingir a plastificação.

Na Fig. 97 índice 1 e 2, a extensão de plastificação no solo da face escavada é maior que a verificada no Cálculo Base, visto o solo ser menos coesivo e vice versa para Fig. 97 índice 3.

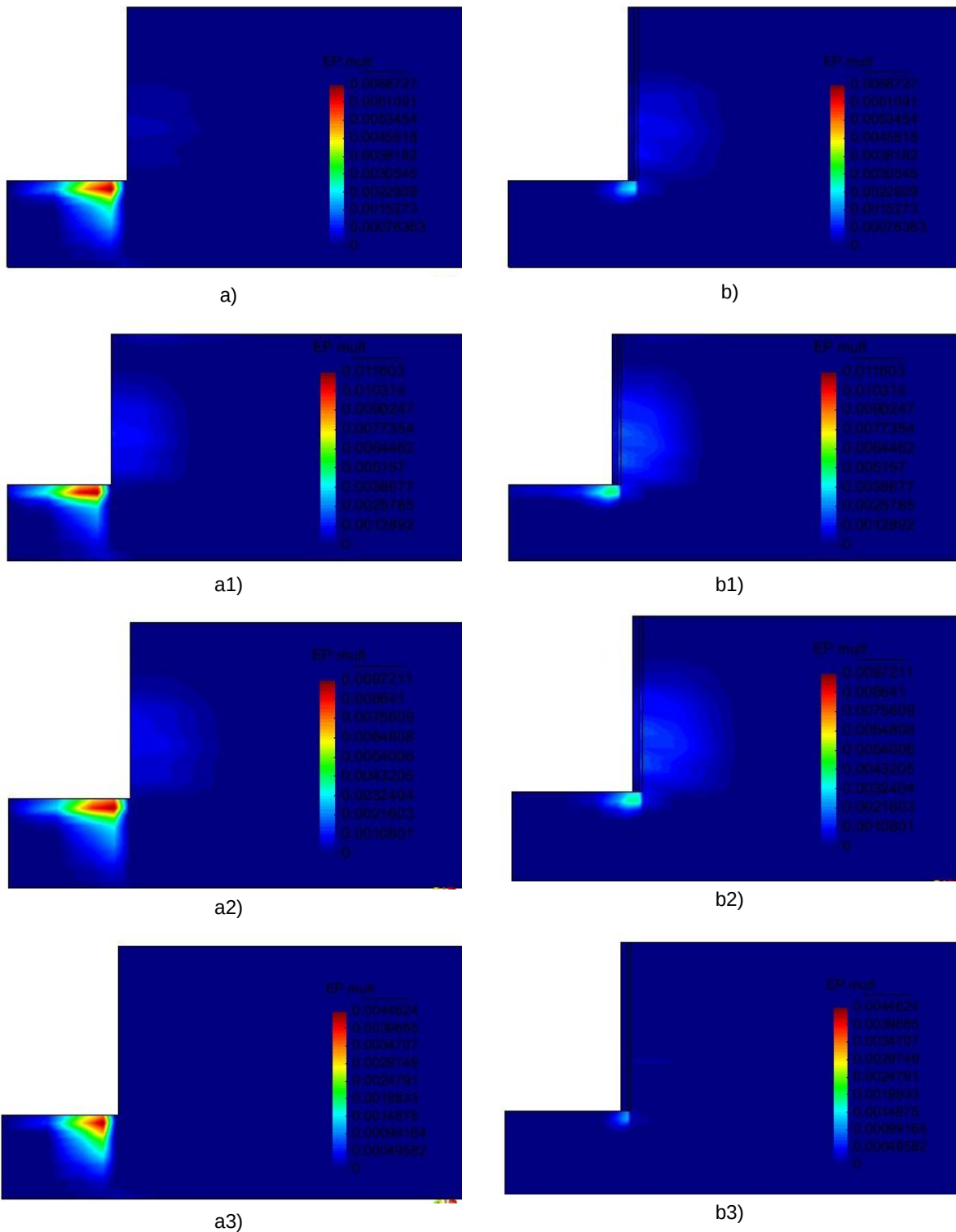


Fig. 97: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2), a3) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2), b3) corte vertical a meio vão entre estacas; a), b) relativo ao cálculo base; a1), b1) relativo ao modelo com $c' = 2$ kPa; a2), b2) relativo ao modelo com $c' = 5$ kPa; a3), b3) relativo ao modelo com $c' = 20$ kPa

4.7. VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO MACIÇO

O módulo de elasticidade é um dos parâmetros mais difíceis de ajustar num modelo elasto-plástico perfeito e com maiores reflexos ao nível do comportamento global da estrutura, sendo definido pelo módulo de Young, E . Quanto maior esse módulo, maior a tensão necessária para o mesmo grau de deformação, e portanto mais rígido é o material.

O módulo de elasticidade, assume especial relevância porque o solo, na maior parte das ocasiões, não é constituído de forma homogênea como é considerado no estudo realizado. Com o estudo paramétrico relativo à variação do módulo de deformabilidade, dada a análise de valores superiores e inferiores, é possível ter noção das deformações e esforços máximos a que a estrutura em estudo poderá estar sujeita.

O módulo de elasticidade admitido para o modelo base foi de 50 MPa. Realizaram-se cálculos adicionais com E de 100 MPa, 25 MPa e 10 MPa. O valor mais baixo (10 MPa) é um valor muito raro em solos residuais do granito, mas será testado para a obtenção de limites máximos devido a variação das características físicas do solo.

Espera-se maior suporte do solo com o aumento do módulo de elasticidade e maior esforço da contenção com a diminuição deste parâmetro.

4.7.1. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA ESTACA

Apresenta-se na Fig. 98, a deformada final da estaca referente aos diferentes cálculos efectuados na análise do módulo de Young.

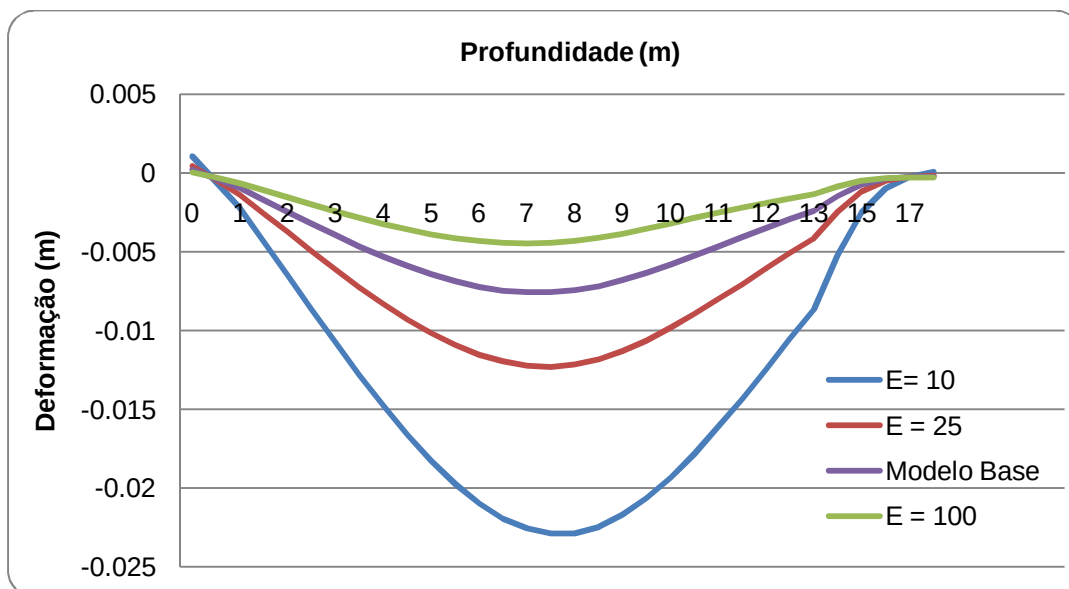


Fig. 98: Deformada da estaca em função do módulo de deformabilidade do maciço

Da análise da Fig. 98, verifica-se a grande variação provocada pela alteração de apenas um parâmetro. Para um módulo de elasticidade igual a 100 MPa, a deformação da estaca diminuiu cerca de 35%. No caso de ser encontrado um solo com o módulo de Young próximo dos 25 MPa, a contenção apesar de ter uma muito maior deformação máxima (12

milímetros), assume-se possível a construção devido à dimensão do modelo em causa, desde que não existam construções nas imediações da obra que possam sofrer assentamentos diferenciais. Em ambos os casos, a deformação máxima acontece entre os -7.5 metros e os -8 metros.

Analisando a Fig. 98, conclui-se que para um módulo de deformabilidade de 10 MPa a deformada da estaca tem uma dimensão que não pode ser admitida para a execução do sistema de suporte em estudo, logo, os resultados derivados desta simulação terão apenas carácter informativo

4.7.2. ANÁLISE DA DEFORMADA DO MACIÇO A MEIO VÃO ENTRE ESTACAS

A Fig. 99 valida o que foi apresentado nos parágrafos anteriores, o maciço para os valores de elasticidade simulados apresenta deformações praticáveis em obra, excepto para o módulo de elasticidade igual a 10 MPa. A deformação obtida em cálculo, para o caso do solo ter um módulo de Young de 25 MPa, tem uma deformada máxima próxima dos 15 milímetros, sendo necessário haver cuidados acrescidos e não existindo possibilidade de utilização do modelo estrutural em estudo caso existam edificações relativamente próximas da zona de escavação.

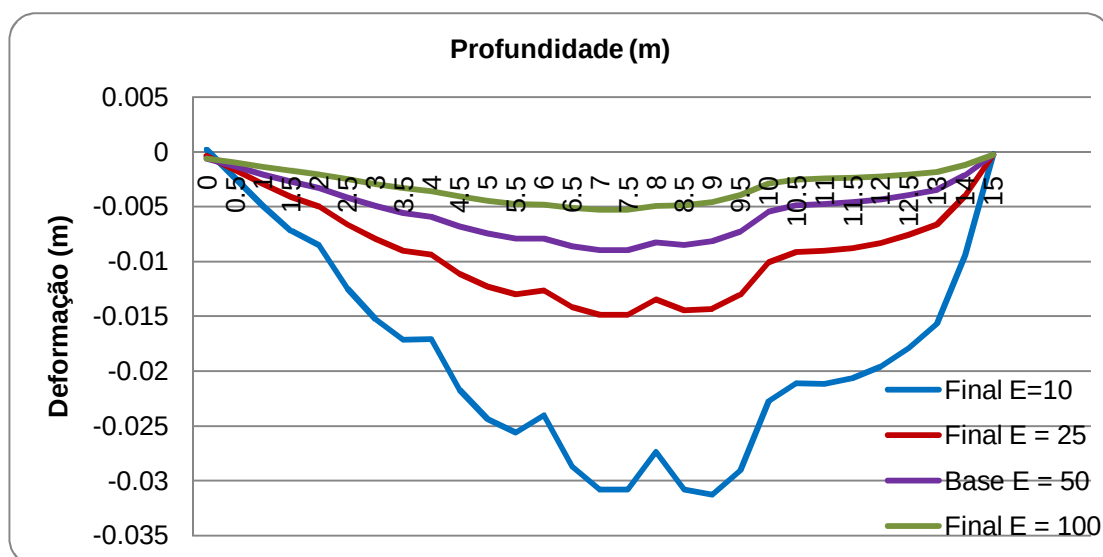


Fig. 99: Deformada do maciço entre estacas em função do módulo de deformabilidade do terreno.

No caso do parâmetro em estudo ter um valor de 100 MPa os deslocamentos encontrados são muito pequenos, havendo provavelmente a possibilidade de aumentar o vão ou diminuir o diâmetro das estacas da contenção a realizar. Existe para este parâmetro uma diminuição da deformação na ordem dos 40% tanto na estaca como no centro da contenção. Para um módulo de elasticidade de 25 MPa existe um aumento de cerca de 65% na deformação dos elementos. Naturalmente que qualquer aumento teria também que ser validado pela capacidade resistente dos elementos estruturais e não apenas pelo comportamento em serviço, em particular no que refere às deformações.

Na Fig. 100 e Fig. 101, estão apresentadas as deformadas relativas às várias fases de escavação, na primeira é feita a comparação do comportamento em termos de deformações entre a solução com o módulo de elasticidade do Cálculo Base (50 MPa) e a solução com $E = 25$ MPa. Na segunda, entre o modelo base e uma solução com $E = 100$ MPa.

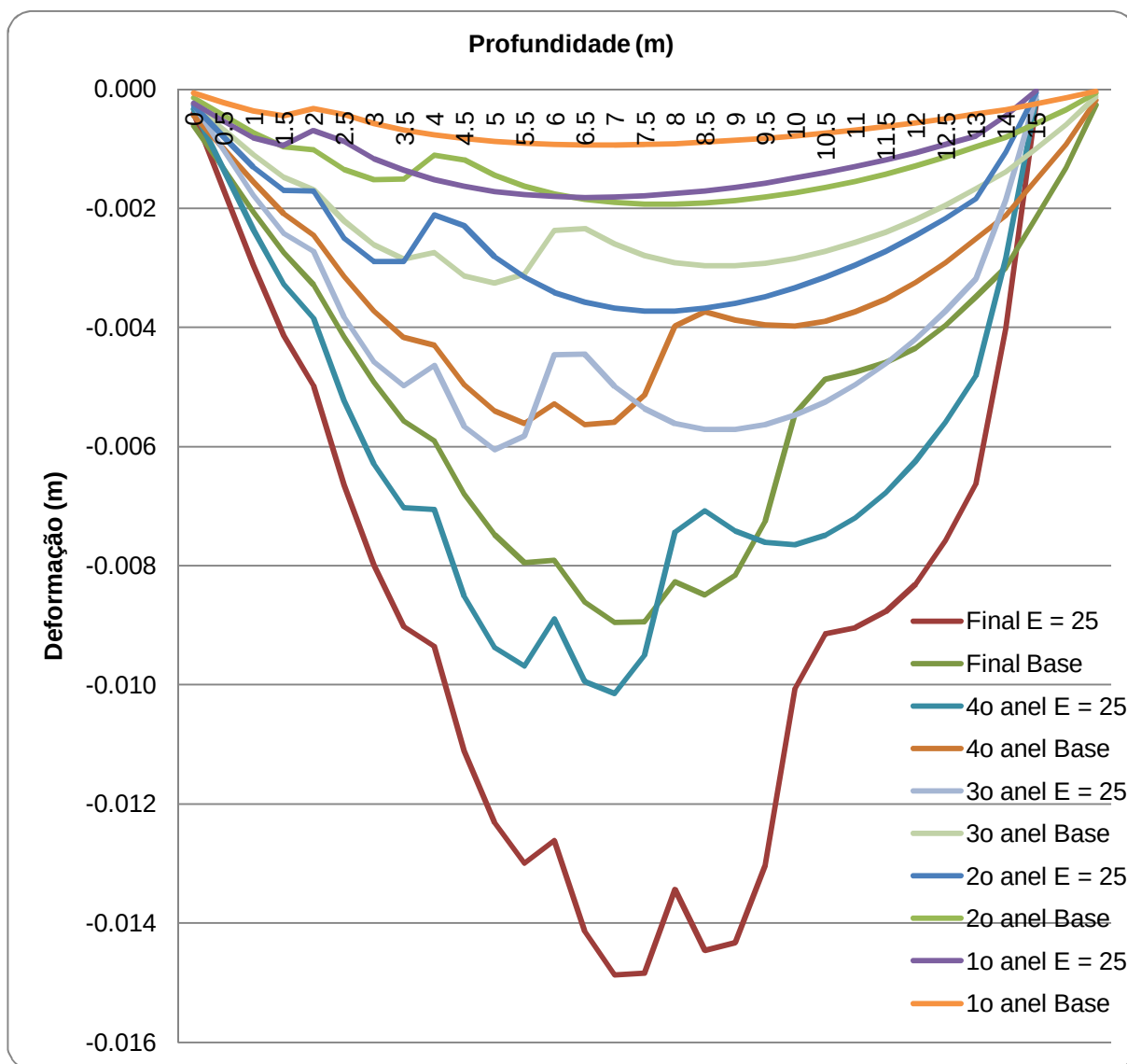


Fig. 100: Comparação da deformação do maciço a meio vão entre estacas para as diferentes fases construtivas do Cálculo Base e para o cálculo com E de 25 MPa

Da análise da Fig. 100, conclui-se que para um maciço com módulo de elasticidade próximo dos 25 MPa, seria mais seguro realizar a escavação até apenas 8 metros de profundidade (4 painéis de betão projectado), apesar do deslocamento obtido para os 10 metros poder também ser suportado. Os 15 milímetros obtidos para o deslocamento do maciço, serão um máximo de modo a não haver grandes deformações à superfície nem deslocamentos horizontais, de dimensão muito prejudicial a possíveis fundações na área circundante à contenção.

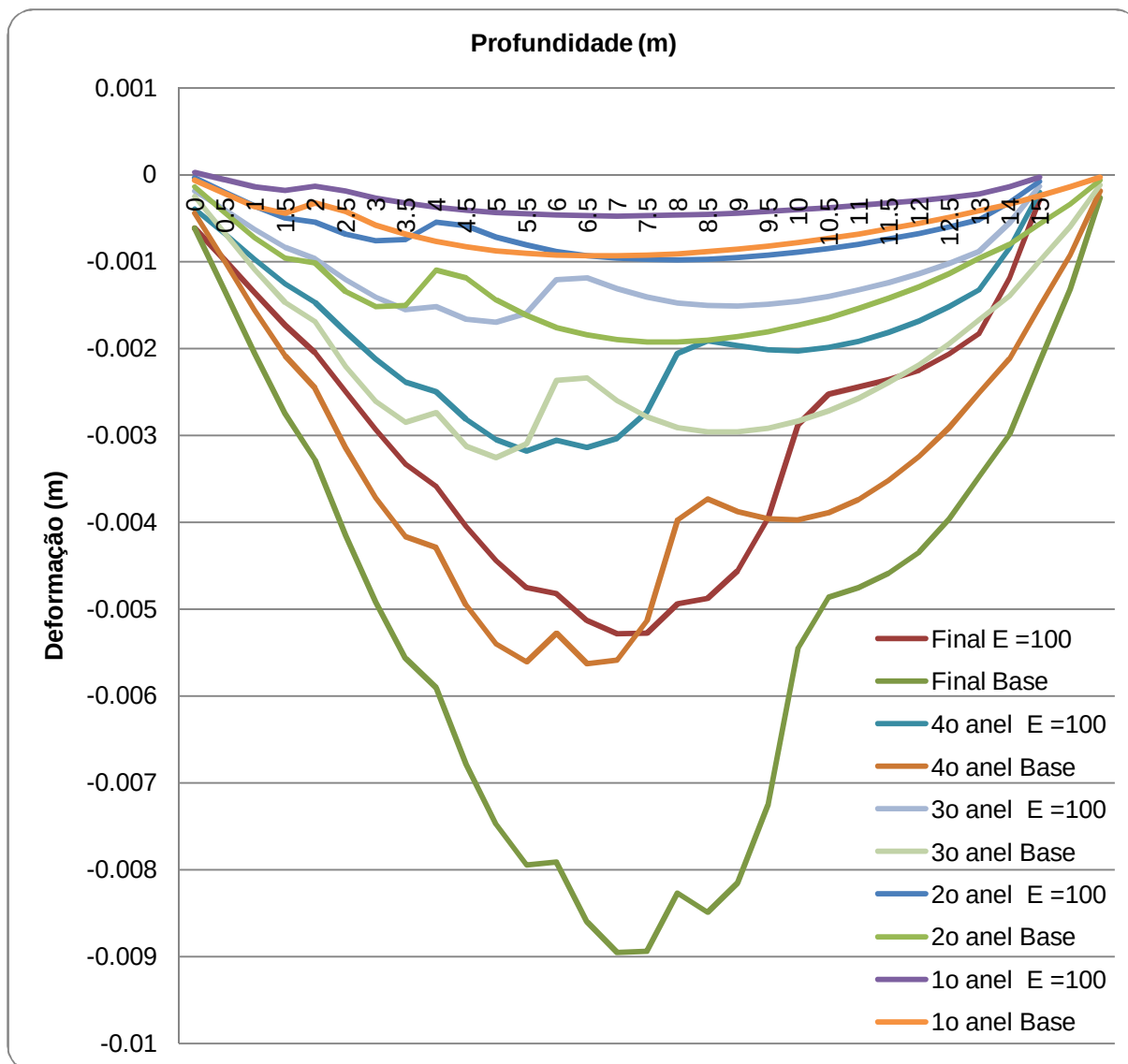


Fig. 101: Comparação da deformação do maciço a meio vão entre estacas e para as diferentes fases construtivas para o Cálculo Base e para o cálculo com E de 100 MPa

Da análise da Fig. 101, retira-se que para todas as fases, o deslocamento provocado pelo maciço na estrutura de suporte, é muito mais pequeno que o provocado pelo Cálculo Base. Garantindo a estrutura de contenção em estudo num maciço com módulo de elasticidade igual a 100 MPa, coesão igual a 10 kPa e as restantes características dum solo residual granítico, um óptimo comportamento. O deslocamento máximo do maciço nas condições descritas foi de 5.3 milímetros, valor muito pequeno para o vão de 8 metros em estudo.

4.7.3. ANÁLISE DA DEFORMADA DO SUPORTE DE BETÃO PROJECTADO

A variação das características físicas do solo, vai provocar um diferente comportamento do solo escavado bem como da contenção. Na Fig. 102, é representada a deformação dos painéis de contenção, podendo-se observar as diferentes variações de forma (inclinações) para os

diferentes solos em estudo. Quando comparados, é de relevar a diferente inclinação das deformadas e a grande variação incutida pela variação do módulo de elasticidade.

Na figura enunciada é visível o grande deslocamento do maciço, para os três valores do módulo de elasticidade estudados. No Quadro 10, apresentam-se os valores relativos à variação da deformação para cada painel.

Quadro 10: Valores extremos da deformada dos painéis representados na Fig. 102 (em metros)

	E=100 MPa	Calculo base	E=25 MPa
1º anel	-1.2781082	-2.4001104	-4.1257958
2º anel	-1.53644461	-2.5296453	-3.9680695
3º anel	-1.5507799	-2.3794588	-3.4542494
4º anel	-1.1133643	-1.6605914	-2.2794814

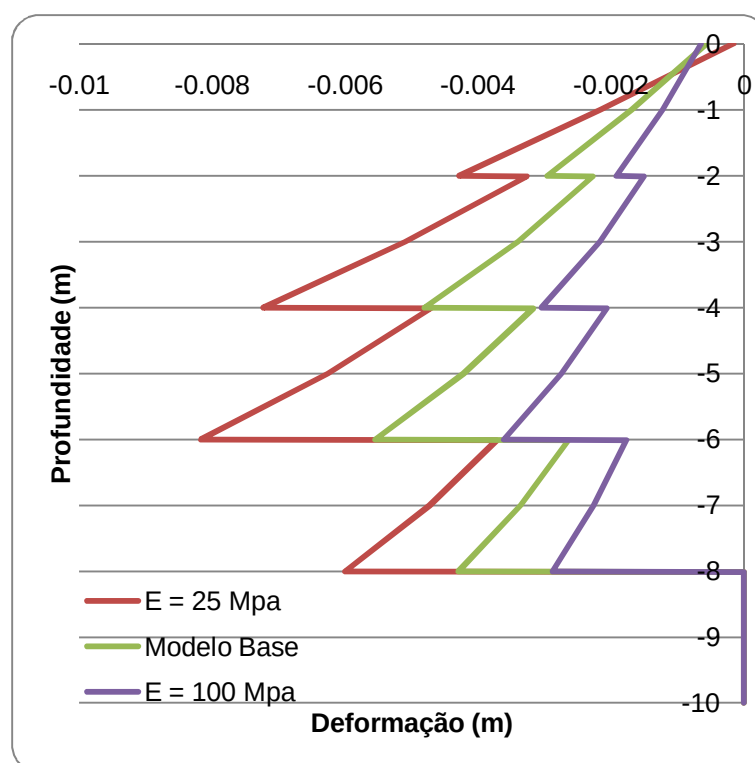


Fig. 102: Deformada do suporte em função do módulo de deformabilidade do maciço

4.7.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Devido à relação directa entre o módulo de Young, as deformações e as tensões existentes na contenção, a variação deste parâmetro provoca grandes alterações nos esforços da estrutura.

A variação deste parâmetro do solo vai fazer com que haja grande variação no trabalho do solo na contenção realizada, ou seja, vai sobrecarregar de maneira proporcionalmente inversa a estrutura de suporte utilizada.

4.7.4.1. Esforços na estaca

Como está apresentado na Fig. 103, existem enormes diferenças de amplitude dos esforços transversos aplicados à estrutura de contenção. Relativamente ao módulo de elasticidade mais baixo considerado, os esforços são de dimensão demasiado grande o que se iria traduzir em custos associados à solução de contenção mais avultados e num decréscimo do factor de segurança.

É considerado que um solo com módulo de elasticidade de 25 MPa será o limite mínimo para a realização da contenção (considerando que tem as outras características consideradas no cálculo base do solo). O esforço transverso máximo presente na estaca realizando o modelo em estudo num solo com estas características é de 420 kN e a distribuição em profundidade é visível na Fig. 103, se for acompanhada a linha verde.

Se o solo possuir um módulo de deformabilidade próximo dos 100 MPa o modelo terá um comportamento muito melhor, a par de deformações e esforços a suportar muito mais baixos.

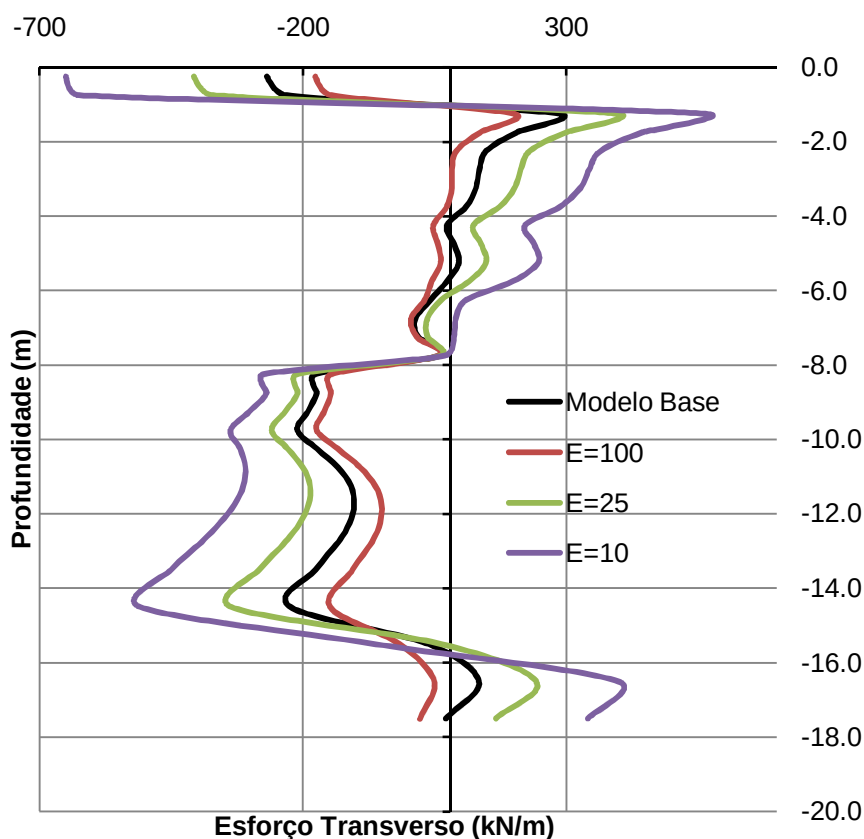


Fig. 103: Esforço transverso na estaca para diferentes módulos de deformabilidade do maciço

A análise dos momentos flectores presentes na estaca, Fig. 104, atesta o referido para os esforços transversos e confirma a exigência estrutural implícita à utilização do modelo em estudo num solo com módulo de elasticidade menor que 25 MPa.

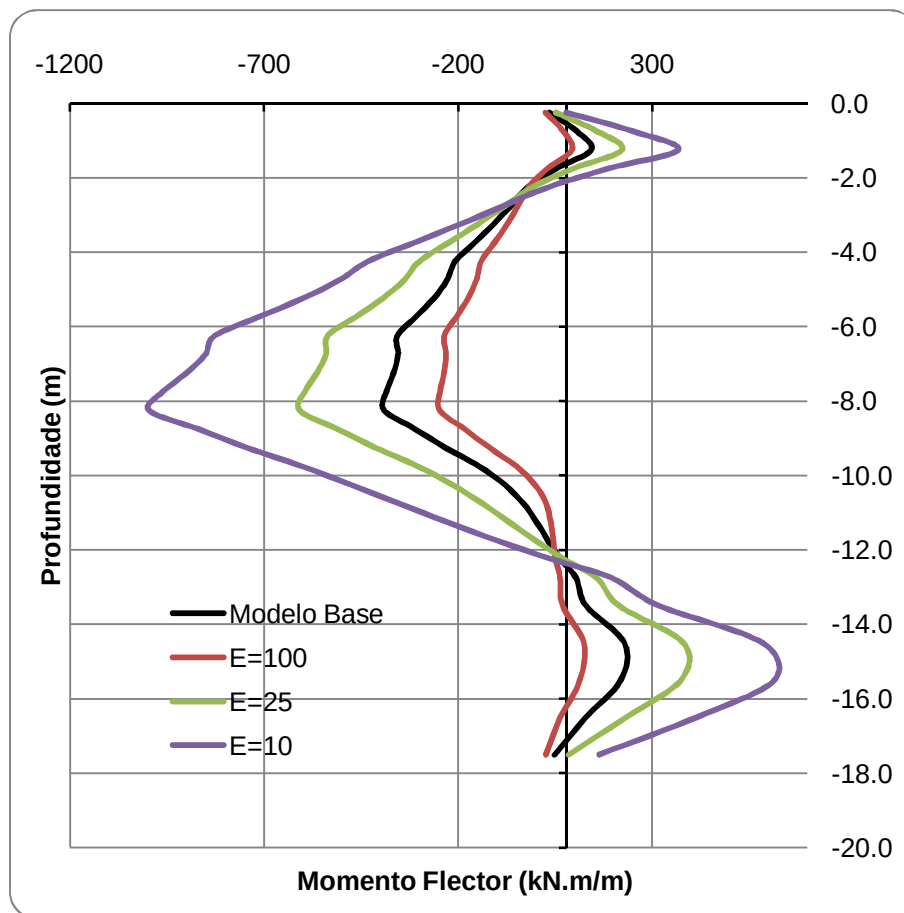


Fig. 104: Momentos flectores na estaca em função do módulo de deformabilidade do maciço

4.7.4.2. Esforços no betão projectado

Na linha vertical formada pelo centro dos painéis de betão projectado, a distribuição dos esforços é realizada de forma semelhante ao cálculo base, com amplitude um pouco diferente. Com as novas amplitudes, os esforços transversos tomam valores suportáveis, mesmo no caso do solo menos rígido ($E=10$ MPa), pela casca de betão projectado sem necessidade de armadura de esforço transverso, como visto em 3.2.4.2.

Com a variação do módulo de elasticidade para 25 MPa, o esforço transverso máximo na contenção é de 29 kN/m e para a simulação em que o solo tem $E=100$ MPa, o esforço é de 15.5 kN/m. Isto representa uma variação de 21% e -35%, respectivamente para uma variação equivalente ao dobro e metade do valor base do módulo de elasticidade.

Os momentos flectores no centro da contenção estão representados na Fig. 106, de onde se pode retirar que a sua alteração, dada a variação do “E”, é semelhante à verificada para o esforço transversal, 22% e -39%. Já no caso dos esforços axiais esses valores variam um pouco, para 27% e -21% respectivamente o acréscimo e redução do módulo de deformabilidade do maciço.

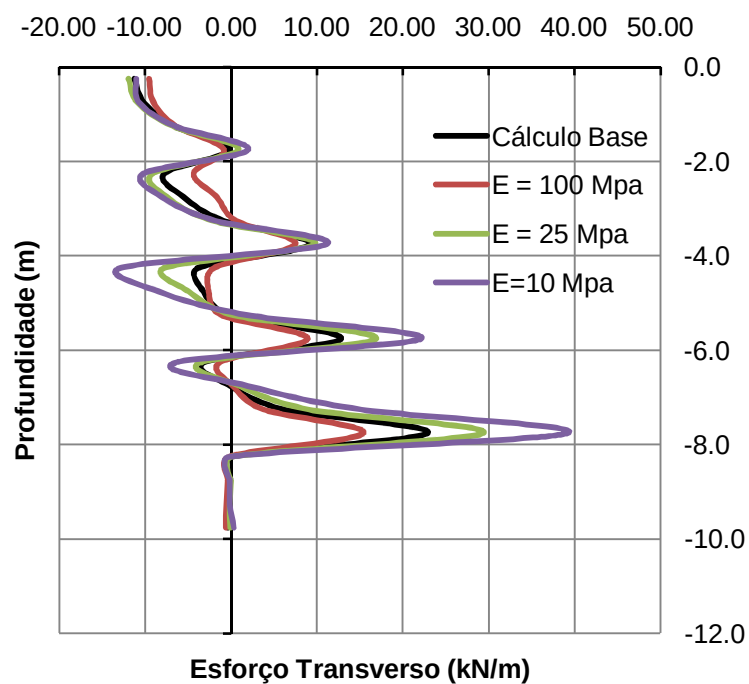


Fig. 105: Esforços transversos no betão projectado em função do módulo de deformabilidade do maciço

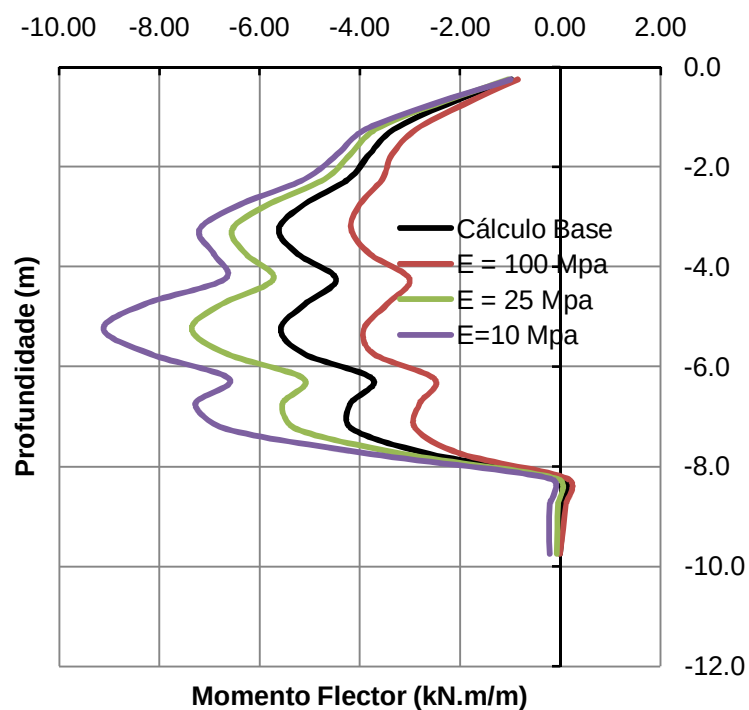


Fig. 106: Momentos flectores no betão projectado função do módulo de deformabilidade do maciço

Podemos assim concluir, que a variação de algumas características de um terreno destinado á construção de uma contenção como a estrutura em estudo, terá uma resposta quase proporcional, afectada de um pequeno coeficiente de ajustamento que difere para os diferentes tipos de esforços instalados.

Os esforços axiais, quando ponderado um solo com 10 MPa de Módulo de Elasticidade aumentam consideravelmente, resultando num máximo à cota -8 metros de aproximadamente 453 kN, cerca de 60% mais elevado que o Cálculo Base. Este esforço, apesar de relativamente alto, é perfeitamente suportável dada a área da secção dos painéis de betão projectado (0.2 m^2), que têm teoricamente capacidade para suportar 2660 kN/m desde que não haja significativos esforços de flexão.

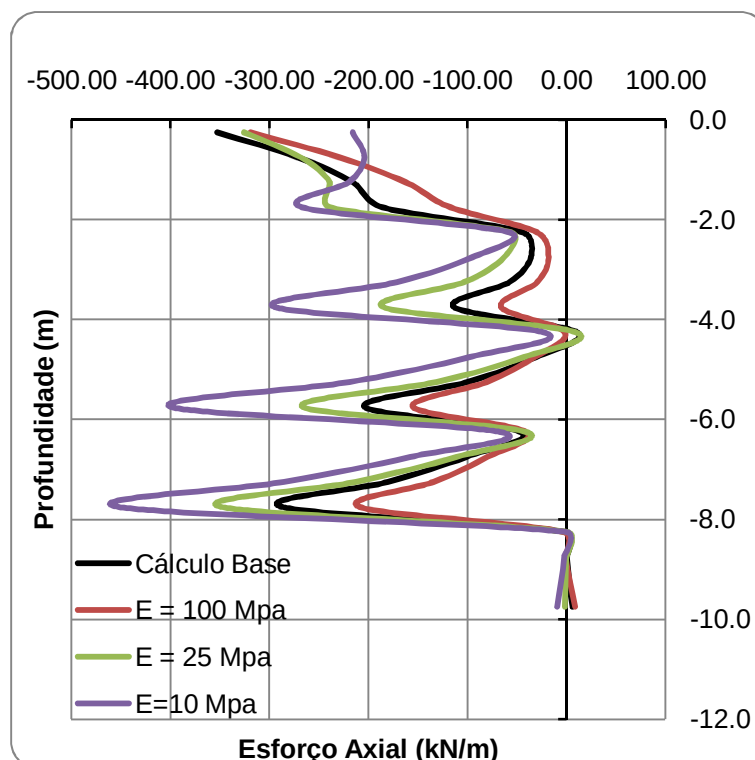


Fig. 107: Esforços axiais no betão projectado função do módulo de deformabilidade do maciço

4.7.5. ANÁLISE DA PLASTIFICAÇÃO DO MACIÇO

Como está ilustrado na Fig. 108, a plastificação do maciço varia bastante com a elasticidade do solo em questão. Para um aumento do módulo de elasticidade, houve um aumento da plastificação (extensão), tal como para a diminuição houve um decréscimo da plastificação, sendo quase nula no solo com elasticidade igual a 10 MPa. Este tipo de valores era já esperado, porque um solo com menor módulo de elasticidade tem menos trabalho na contenção, logo demora mais a atingir a plastificação porque não está tão carregado.

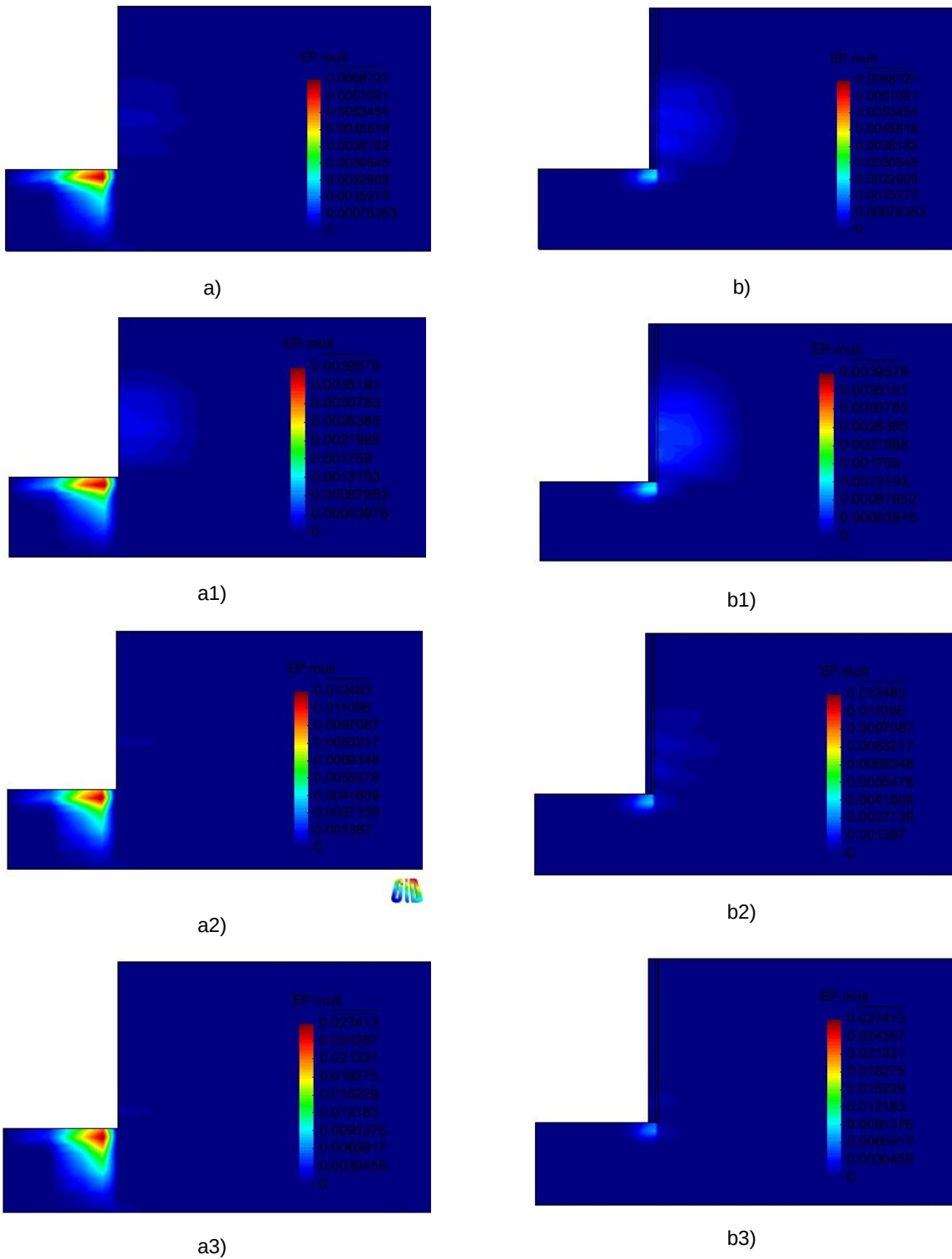


Fig. 108: Ilustrações relativas à dispersão dos multiplicadores plásticos; a), a1), a2), a3) corte vertical próximo da estaca; b), b1), b2), b3) corte vertical a meio vão entre estacas; a), b), relativo ao cálculo base; a1), b1), relativo ao modelo com $E=100$ MPa; a2), b2), relativo ao modelo com $E=25$ MPa; a3), b3), relativo ao modelo com $E=10$ MPa;

4.8. CONCLUSÃO DA ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica contribui para a obtenção de um conhecimento mais abrangente sobre o comportamento da estrutura em análise nesta dissertação, a escavação de uma trincheira contida por uma cortina de estacas muito afastadas executada aplicando o Método de Escavação Sequencial.

Da variação das características geométricas do modelo, conclui-se que se o terreno tiver as características consideradas no Cálculo Base, é possível a execução de cortinas de estacas afastadas entre eixos até 12 metros, mesmo a par com a diminuição do diâmetro da estaca para 800 mm são apresentados resultados que podem ser considerados aplicáveis, apresentando uma deformação máxima de 12,7 mm.

Da variação do diâmetro da estaca em cortinas de estacas muito afastadas, resulta um maior esforço dos painéis de betão projectado e consequente aumento da deformada tanto na estaca como no centro dos painéis de betão projectado.

Foi também realizada uma análise paramétrica das características do maciço onde é pretendida a execução da trincheira. Da variação dos parâmetros de resistência do solo, conclui-se que houve um muito maior aumento dos esforços e deformações devido à diminuição do Módulo de Young do que da diminuição da coesão, muito devido ao valor utilizado no Cálculo Base destes parâmetros ser baixo para a coesão e comparativamente mais elevado para o módulo de Young.

Para a variação do módulo de Young para 25 MPa, o que é relativamente frequente nos solos residuais à superfície, obteve-se valores máximos da deformada no centro da contenção de 14,8 mm, valor de deformação máximo considerado para a segurança, sendo aconselhado para a realização da contenção nestas condições ter alguns cuidados e a realização de alguns cálculos adicionais. Foi ponderado muito excessiva a deformada verificada quando o solo tem uma elasticidade de 10 MPa, considerando-se o modelo em estudo inadequado a um solo com estas propriedades.

Quando variada a coesão do maciço, obtiveram-se valores muito aceitáveis de esforço e deformação, para valores coesivos muito reduzidos. Com a consideração de um solo com coesão igual a 2 kPa (muito pouco coesivo), foram obtidos valores máximos da deformação da contenção de 11,5 mm, valores esses considerados aceitáveis, mas existe a necessidade de acautelamento na altura da escavação, devido à baixa capacidade de se auto suportarem.

A variação da profundidade do estrato rígido acabou com o encastramento perfeito existente, havendo um comportamento diferente do modelo como era expectável. A deformação dos elementos de contenção verificada neste caso foi bastante diferente abaixo do fundo de escavação, mas devido à competência residual do solo considerado os deslocamentos na face de escavação apenas variaram cerca de 9 %. A escora teve muita importância na validação de um modelo sem encastramento perfeito da estaca.

Apenas foram considerados excessivos os resultados dos esforços obtidos, para o modelo com Módulo de Elasticidade igual a 10 MPa, pois a taxa de armadura necessária nos elementos da contenção seria demasiado elevada. Deve ser lembrado que os valores de deformação obtidos foram demasiado elevados, o que eliminou a possibilidade deste modelo ser praticável.

5

ESTUDO ECONÓMICO DA SOLUÇÃO EM ESTUDO

5.1. ESTUDO DE ORÇAMENTAÇÃO

Com a consciência de que qualquer solução, independentemente da viabilidade técnica, apenas será executada se apresentar interesse económico com uma execução em prazos competitivos, neste capítulo procura-se avaliar esses aspectos para a solução estudada.

Os valores apresentados neste subcapítulo foram fornecidos pelo departamento de orçamentação da Soares da Costa que, numa reunião informal, facilitou alguns orçamentos actuais para algumas obras de fundação e contenção de taludes. Os montantes utilizados foram relativizados em unidades para haver um aproveitamento mais duradouro dos valores comparativos. A unidade considerada é igual ao preço de betão da classe C25/30 por metro cúbico.

Foram realizados estudos com o intuito de comparar algumas soluções utilizadas na construção de uma obra em linha, com 100 metros de desenvolvimento, (valor demonstrativo). Neste estudo foram considerados quatro tipos diferentes de contenção, utilizando cortinas de estacas afastadas e muito afastadas.

Considerou-se duas soluções representativas dos modelos construtivos utilizados normalmente em obras: cortina de estacas afastadas 20 cm com diâmetro de 800 mm e com diâmetro de 600 mm. Foram consideradas três soluções utilizando cortinas de estacas muito afastadas recorrendo ao método de escavação sequencial e projecção de betão entre estacas, com vãos entre estacas de 8 m (estacas de 1000 e 800mm) e 6 m, (estacas de 1000 mm). No que refere às restantes características assumiram-se as descritas no Cálculo Base (Capítulo 3).

Para o orçamento apresentado foram realizadas algumas considerações e aproximações que importa referir. Foi considerado para as contenções utilizando estacas pouco afastadas uma profundidade de apenas 15 metros. Visto as cortinas de estacas menos espaçadas terem “apenas” 15 m, não foi considerada execução no estrato rígido, parâmetro que foi apenas contemplado nos modelos com maior vão entre estacas.

Não foram ponderadas medidas de estabilização da estrutura de contenção (escoras ou ancoragens), porque foi encarado como desnecessário o ensaio das dimensões e rigidez das escoras a considerar ou da capacidade das ancoragens, visto o estudo em causa estar apenas

direccionado para o balizamento das vantagens económicas, não se pretende um estudo intensivo.

Foram analisados 5 modelos diferentes neste estudo, estando representados no Quadro 11 como Modelo 1, Modelo 2, Modelo 3, Modelo 4 e Modelo 5, para contenções com diferentes vãos e diâmetro de estacas referido no mesmo quadro.

Nas Modelos 1, 2 e 3, foi considerado betão da classe C30/37 para a aplicação nas estacas e considerada uma taxa de armadura de 130 kg/m^3 de betão, tal como betão da classe C25/30 para os painéis de contenção. Nos Modelos 4 e 5, foi usado C25/30 para as estacas e pequenas cascas de betão projectado e uma taxa de armadura de 100 kg/m^3 de betão nas estacas.

Foi considerada como solução base à comparação económica, o modelo de contenção constituído por estacas de 600 mm, espaçadas 20 cm entre elas, Modelo 5.

Da análise do Quadro 11, verifica-se que as soluções com maior vão entre estacas apresentam grandes vantagens no que diz respeito ao preço da execução da contenção. Dos modelos com maior espaçamento entre estacas, tanto para Modelo 1, como para o Modelo 3, existe uma variação de -38% relativamente aos valores do Modelo 5, considerado como base. O Modelo 2 variou cerca de -34% e como era esperado, o Modelo 4 tem um preço mais elevado 8% que o Modelo considerado como base a esta comparação.

Conclui-se que um maior espaçamento entre estacas traz soluções mais económicas e que é necessário viabilizar e inovar neste tipo de soluções, para se conseguir minimizar os custos associados a obras de contenção de taludes verticais.

Quadro 11: Orçamento relativo aos diferentes modelos considerados para uma trincheira com 100 metros de comprimento

Orçamento para obra com comprimento linear de 100 metros				Estacas Afastadas 8m ± 1000		Estacas Afastadas 6m ± 1000		Estacas Afastadas 6m ± 800		Estacas Afastadas 1,0m ± 800		Estacas Afastadas 0,8m ± 600	
				Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4		Modelo 5	
				Quant.	Preço (UN)	Quant.	Preço (UN)	Quant.	Preço (UN)	Quant.	Preço (UN)	Quant.	Preço (UN)
Estaca	equipamento	UN/equip	150	1	150.0	1	150.0	1	150.0	1	150.0	1	150.0
	± 600	UN/ML	0.81	-	-	-	-	-	-	-	-	3750	3375.0
	± 800	UN/ML	0.90	-	-	-	-	500	450.0	3000	2700.0	-	-
	± 1000	UN/ML	1.21	375	453.1	500	604.2	-	-	-	-	-	-
	execução em estrato rígido	UN/ML	4.17	75	312.5	100	416.7	100	416.7	-	-	-	-
Betão C25/30	custo	UN/m³	1.00	350	350.0	333	333.3	357	357.1	1507	1507.2	1060	1059.8
	transporte	UN/m³	0.15	350	52.5	333	50.0	357	53.6	1507	226.1	1060	159.0
Betão C30/37	custo	UN/m³	1.18	300	355.0	400	473.3	301	356.7	-	-	-	-
	transporte	UN/m³	0.15	300	45.0	400	60.0	301	45.2	-	-	-	-
Aço	custo	UN/Kg	0.02	45500	758.3	43333	722.2	39187	653.1	141677	2361.3	99617	1660.3
Projecção Betão	projecção 20 espessura	UN/m²	0.67	1750	1166.7	1667	1111.1	1733	1155.6	-	-	-	-
Mão de obra		UN/m³	0.13	650	86.7	733	97.8	659	87.8	1507	201.0	1060	141.3
Movimentações de Terra		UN/m³	0.05	13333	666.7	13333	666.7	13333	666.7	12000	600.0	12000	600.0
Instrumentação	Instalação e fornecimento de alvos topográficos	UN	25.00	1	25.0	1	25.0	1	25.0	1	25.0	1	25.0
	Zeragem do Sistema	UN	13.33	1	13.3	1	13.3	1	13.3	1	13.3	1	13.3
Total					4434.8		4723.6		4430.8		7783.9		7183.6
Variação					-38%		-34%		-38%		8%		Valor Base

5.2. ESTUDO DOS PRAZOS DE EXECUÇÃO

A execução da contenção de taludes através de cortinas de estacas afastadas é por si só um modelo de contenção barato por metro linear de obra e realizável em prazos reduzidos.

A possibilidade de realização de uma estrutura flexível de suporte, com as vantagens financeiras demonstradas no subcapítulo anterior e em que os prazos de execução sejam próximos, ou mesmo mais reduzidos que os das soluções existentes, confirma a aplicabilidade do modelo em estudo nesta dissertação, depois de provada a sua boa eficiência na contenção escavações verticais.

No estudo do prazo de construção desta ambiciosa contenção, foram ponderados dois grandes grupos de tarefas a cumprir, a execução das estacas, a escavação e a projecção de betão. Destas três empreitadas, a primeira tem que ser realizada prioritariamente e antes do início de qualquer uma das outras. Depois da execução das estacas, é iniciada a escavação da trincheira pelo método de escavação sequencial de dois em dois metros, com a projecção de betão o mais rapidamente possível depois da escavação de cada patamar.

Foi simulado o prazo relativo à escavação e contenção de uma trincheira com 100 m de comprimento. Devido ao grande desenvolvimento em planta desta escavação, existe facilidade de executar simultaneamente a projecção de betão e a escavação. Foi por isso considerado, que apenas 5% da projecção de betão seria realizada depois do fim da escavação, sendo o resto da projecção de betão realizada durante a escavação.

A eficiência da projecção de betão considerada foi de $6.4 \text{ m}^3/\text{dia}$, o equivalente à projecção de dois painéis de betão por dia, para a execução de dois painéis por dia continuamente, era necessária a escavação de aproximadamente 240 m^3 por dia, o que não se verifica dado o rendimento de uma máquina e considera-se como melhoria a planear.

Na simulação efectuada, foi apenas considerada uma equipa para cada empreitada, não sendo realizado um planeamento diferente para cada solução. Assim, consegue fazer-se um paralelo entre os cinco modelos e obter proporções mais próximas das reais.

Da análise do Quadro 12, pode retirar-se valores relativos à proporção do tempo necessário à execução da escavação e consequente contenção desta obra.

O Modelo 5 foi considerado novamente como base do estudo na simulação do tempo de execução dos modelos em estudo nesta dissertação. Para o Modelo 5 verificou-se uma duração de execução das tarefas de cerca de 158 dias e para o Modelo 4 cerca de 151 dias, o que representa uma variação de 4.74%, sendo os valores muito próximos.

Para o Modelo 1 obteve-se uma previsão de duração de obra de 149 dias e exactamente a mesma duração para a construção do Modelo 2 e do Modelo 3 144 dias, apesar de, como o Modelo 3 utiliza estacas de 800mm e não foram consideradas diferenças de eficiência de execução para diferentes diâmetros de estaca, provavelmente vai ter um tempo de execução mais reduzido.

Concluindo, os modelos com estacas mais afastadas têm um tempo de execução ainda mais baixo que o tempo de execução de cortinas de estacas pouco afastadas, podendo quase ser consideradas tangentes ou contíguas dado o pequeno espaçamento entre elementos.

É verificado que não existe uma relação directa da diminuição do prazo com o incremento do vão entre estacas, muito devido ao aumento da escavação provocada, tal como o acréscimo da área de betão projectado. É perceptível que a tarefa condicionante na execução desta obra

é a escavação e portanto era possível realizar outra simulação considerando duas frentes de escavação, o que era perfeitamente compatível com a existência de uma equipa de projecção de betão.

Foi realizada outra simulação utilizando duas frentes de escavação, apresentada no Quadro 13. Neste estudo, foram verificados vantagens temporais superiores às apresentadas no estudo referente ao Quadro 12. Os modelos com maior vão entre estacas reduziram o prazo de construção para cerca de 20% relativamente ao Modelo 5 e cerca de 13% em relação ao Modelo 4. Tal representa uma variação muito positiva e que comprova a viabilidade de construção da solução em estudo nesta dissertação.

Quadro 12: Previsão temporal da construção dos diferentes modelos considerados para uma trincheira com 100 metros lineares e suporte de dois taludes verticais

Para uma obra com 100m												
Prazos:			Estacas Afastadas 8m		Estacas Afastadas 6m		Estacas Afastadas 6m		Estacas Afastadas 1,0 m		Estacas Afastadas 0,8 m	
			Φ 1000		Φ 1000		Φ 800		Φ 800		Φ 600	
			Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4		Modelo 5	
	Unidade	Duração	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)
estaca 15 metros	ML/dia	100							3000	30	3750	37.5
estaca 18 metros c/ 3 estrato rígido	ML/dia	72	450	6.25	600	8.33	600	8.33				
Escavação	m³/dia	100	14000.0	140.0	13333.3	133.3	13333.3	133.3	12000.0	120.0	12000.0	120.0
Projecção Betão	m³/dia	6.4	350.0	54.7	333.3	52.1	346.7	54.2	80.0	12.5	80.0	12.5
Total dias				149.0		144.3		144.4		150.6		158.1
Variação				-5.78%		-8.76%		-8.70%		-4.74%		0.00%

Quadro 13: Previsão temporal da construção dos diferentes modelos considerados utilizando duas frentes de escavação

Para uma obra com 100m												
Prazos:			Estacas Afastadas 8m		Estacas Afastadas 6m		Estacas Afastadas 6m		Estacas Afastadas 1,0 m		Estacas Afastadas 0,8 m	
			Φ 1000		Φ 1000		Φ 800		Φ 800		Φ 600	
			Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4		Modelo 5	
	Unidade	Duração	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)	quant.	prazo (dias)
estaca 15 metros	ML/dia	100							3000	30	3750	37.5
estaca 18 metros c/ 3 estrato rígido	ML/dia	72	450	6.25	600	8.33	600	8.33				
Escavação	m³/dia	200	14000.0	70.0	13333.3	66.7	13333.3	66.7	12000.0	60.0	12000.0	60.0
Projecção Betão	m³/dia	6.4	350.0	54.7	333.3	52.1	346.7	54.2	80.0	12.5	80.0	12.5
Total dias				79.0		77.6		77.7		90.6		98.1
Variação				-19.51%		-20.91%		-20.81%		-7.64%		0.00%

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Ao concluir esta dissertação importa reter, de modo necessariamente sucinto, as principais conclusões do trabalho desenvolvido e registar as questões que permanecem em aberto num exercício que é uma reflexão sobre o trabalho feito com olhos postos no futuro.

O estudo realizado nesta dissertação traz conclusões muito promissoras em termos de prazo, custo e suporte estrutural, de uma solução ainda muito pouco aplicada devido às exigências de cálculo para o dimensionamento e previsão do comportamento em obra.

O estudo paramétrico realizado partiu do Cálculo Base, com 12,0 m afastamento entre taludes, escavado num solo cujas propriedades se podem considerar comuns a um solo residual do granito do Porto. Apesar do suporte ser delgado, devido à sua forma e metodologia construtiva, ocorrem deformações relativamente baixas.

“A parcela mais importante dos deslocamentos ocorre aquando da abertura de um painel uma vez que, nessa fase, o solo se encontra localmente completamente desconfinado. Estas fases sequenciais são, aliás, determinantes na explicação do comportamento do poço, visto que é grande a necessidade de mobilização do efeito de arco na direcção vertical. Em consequência do desconfinamento, o perfil de movimentos horizontais no maciço, próximo do suporte, apresenta um conjunto de “barrigas” correspondentes aos sucessivos patamares de escavação não suportada. Mais de 50% dos deslocamentos do maciço, próximo do suporte, ocorrem nas fases de abertura dos painéis” (Topa Gomes, 2008).

Devido ao faseamento construtivo, que obriga a uma forte transferência de tensões na direcção vertical, surgem momentos significativos nesta direcção. Os esforços transversos assumem valores pouco relevantes, estando directamente ligados aos impulsos horizontais a equilibrar. A espessura do suporte de betão projectado considerado foi em todas as situações suficiente e não necessita de armadura de esforço transversal.

O comportamento das cortinas estudadas, depende da geometria da escavação em planta, das características do suporte e dos parâmetros do maciço, quer os resistentes, quer os de rigidez.

Em planta a geometria pode variar à custa do aumento do vão entre estacas, do aumento da flecha descrita pelo arco de betão projectado, e do diâmetro da estaca. O vão entre estacas assume um papel importante na definição dos deslocamentos e dos esforços no maciço e no suporte. Vãos entre estacas

maiores que 8 metros, têm uma grande variação de comportamento. A variação da deformação e dos esforços para os vãos entre estacas de 10 m e 12 m foi grande, entre os 30% e os 35%.

As características resistentes do maciço são determinantes do comportamento da estrutura e, mais especificamente, das deformações próximo da face de escavação. Particularmente, a componente coesiva condiciona fortemente as deformações prévias à instalação do suporte, não sendo sequer possível a aplicação da metodologia em maciços incoerentes. (Topa Gomes, 2008)

Os parâmetros elásticos do maciço mas, em particular, o módulo de deformabilidade, são determinantes na previsão dos deslocamentos, reflectindo-se bastante nos esforços. As variações do módulo de deformabilidade provocaram o maior incremento de esforço suportado para as mesmas alterações percentuais dos parâmetros.

Do ponto de vista da viabilidade de construção de uma contenção com estacas afastadas de vários metros, o estabelecimento de uma condição não saturada revela-se fundamental. Para tal, caso seja necessário, deve proceder-se ao rebaixamento do nível freático.

Quase todos os modelos ensaiados e apresentados ao longo desta dissertação tiveram deformações e esforços comportáveis pela a estrutura. À excepção do modelo com grande vão entre estacas aliado a estacas de diâmetro menor que 1000mm, e do modelo com um módulo de deformabilidade de 10 MPa, para os quais foram obtidos deformações e esforços demasiados altos. Isto é justificável pois, se um vão de 12 metros já é um vão muito grande, não é lógico diminuir as dimensões da estaca tendo sido esta análise realizada apenas para balizar informação das características geométricas limite. No caso do maciço ter um módulo de deformabilidade igual a 10 MPa, trata-se mais uma vez de um balizamento, pois a presença deste valor como médio num solo residual do granito, com 15 metros de profundidade, é completamente irreal, visto este valor médio se situar entre os 30 MPa e os 45MPa para a maior parte dos solos deste tipo.

Da análise económica dos prazos e custos de uma obra em linha de 100 m realizada, foram encontrados os valores comparativos das cinco soluções comparadas. O orçamento da contenção e escavação relativo às soluções apresentadas nesta dissertação foram entre 30% a 40% mais económicas do que a solução considerada como base a esse estudo, uma cortina de estacas de diâmetro de 600 mm e afastadas 0,2 m. Do estudo do prazo de execução, chegou-se a valores temporais comparativos relativos à execução e contenção dos taludes verticais entre 5% e 9% mais curtos considerando uma frente de escavação e entre 19% e 21% quando consideradas duas frentes de escavação.

6.2. CONSIDERAÇÕES FUTURAS

Os valores obtidos são desafiantes e apesar de, para o dimensionamento de uma obra com estas características, ser necessária a análise aprofundada da estratificação do talude e o cálculo tridimensional utilizando elementos finitos, os valores finais encontrados para o prazo de execução, aliados a uma construção mais barata e mais esbelta tornam a solução em estudo bastante promissora em termos de execução futura.

A análise de uma situação prática, focando um local a ser implantado e condicionamentos provenientes dos terrenos limítrofes, dos quais possa ser retirada informação da estratificação do solo e limites de deformação da contenção, era um bom exercício, tal como a comparação económica das soluções construídas com o modelo em estudo.

Seria bastante importante estudar a influência da variação dos parâmetros, geométricos e características físicas do solo, em contenções deste tipo, de modo a criar uma tabela de pré-dimensionamento de cortinas de estacas.

É importante estudar a influência de alguns parâmetros não considerados neste estudo, tal como a variação do ângulo da dilatância, a consideração de painéis com diferentes alturas e espessuras e o uso de duplo escoramento quando considerados maiores vãos entre estacas.

Em termos de modelação numérica, futuras análises devem procurar simular de forma acoplada o comportamento mecânico e hidráulico. Sendo tarefas correntes, quando realizadas de forma independente, parece fácil a sua aplicação mas a compreensão da influência mútua dos fenómenos, nomeadamente para a franja de solo não saturado, é algo ainda pouco estudado. (Topa Gomes, 2008)

BIBLIOGRAFIA

- Almeida e Sousa, Jorge. *Túneis em maciços terrosos*. Coimbra: Universidade de Coimbra, 1998.
- Coelho, Silvério. *Tecnologia das Fundações*. Lisboa. Edições E.P.G.E.1996
- Eurocódigo 2. *Design of concrete structures*. - 2004.
- Eurocódigo 7: *Projecto Geotécnico NPEN1997-1*. 2006
- Ferreira Verde, J. *Modelação do Comportamento de Taludes Considerando Acções Climáticas e Comparação com Resultados de Observação*. Dissertação para a obtenção do grau em mestre de engenharia civil. 2009
- GID. (2009). *GID - "The personal pre and post processor"*. 15 de Outubro de 2009, de
- Guerra, J. *"Execução de Cortinas de Estacas"*. 2006
- Guerra, J. *"Contenção Lateral de Solos"*. 2005
- Janbu, N. *Soil compressibility as determined by odometer and triaxial tests*. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, 1963
- Mascarenhas, J. *Sistemas de Construção*. Lisboa. Livros Horizonte, Lda. 2002.
- Matos Fernandes, Manuel. *Estruturas de Suporte de Terras*. Porto: FEUP, 1990.
- Matos Fernandes, Manuel - *Mecânica dos Solos. Conceitos e princípios fundamentais*. 1ª edição. 2006.
- Terzaghi K., Peck R. B., Mesri G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1996
- Topa Gomes, António. *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical o Caso do Metro do Porto*. Dissertação para obtenção do grau de doutor em engenharia civil na faculdade de engenharia da Universidade do Porto, 2008
- Viana da Fonseca, António; Matos Fernandes, Manuel; Cardoso, António Silva; Barreiros Martins, J. - *Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite*. In: XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Dehli, India, 1994
- <http://www.franki-geotechnics.be>. 13 de Novembro de 2009
- www.belgomineira.com.br. 14 de Novembro de 2009
- <http://www.terratest.es/>. 20 de Novembro de 2009
- <http://gid.cimne.upc.es/index.html>.