



Henrique José Mourão da Palma Janeiro

AVALIAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA ATUANTES EM POÇOS ATRAVÉS DE MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

EVALUATION OF THE EARTH PRESSURES ACTING ON SHAFTS THROUGH ANALYTICAL AND NUMERICAL
METHODS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

Coimbra, 7 de Setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



Henrique José Mourão da Palma Janeiro

AVALIAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA ATUANTES EM POÇOS ATRAVÉS DE MÉTODOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

EVALUATION OF THE EARTH PRESSURES ACTING ON SHAFTS THROUGH ANALYTICAL AND NUMERICAL
METHODS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

Coimbra, 7 de Setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Henrique José Mourão da Palma Janeiro

Avaliação das Pressões de Terra Atuantes em Poços Através de Métodos Analíticos e Numéricos

Evaluation of the Earth Pressures Acting on Shafts Through Analytical and Numerical Methods

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 7 de Setembro de 2018

AGRADECIMENTOS

Neste ponto, quase findo o meu percurso académico nesta instituição cujo nome é reconhecido em todo o mundo, não poderia deixar de reconhecer o crucial contributo de quem, não só o tornou possível, mas uma agradável memória que estimarei em guardar.

Antes de mais gostaria de expressar um muito sincero agradecimento ao Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro, mentor desta dissertação, pela orientação, ajuda e incansáveis disponibilidade e prontidão. Dos ensinamentos transmitidos, tenho apenas a lamentar, ter ficado em falta o de como fazer um dia durar mais de 24 horas. Pelo trabalho desenvolvido, fica claro que o seu relógio não se rege pelas mesmas leis que o dos comuns.

Gostaria também de agradecer ao Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, co-orientador deste trabalho. Professor inspirador, cujas aulas memoráveis despertaram em muitos o gosto pela Geotecnia.

Quero também dedicar parte deste espaço a todos os professores do perfil de Geotecnia, sem exceção, pelo belíssimo ambiente em que decorreram as aulas, onde apesar da exigência e rigor impostos, a afabilidade e disponibilidade estiveram sempre presentes.

Um especial agradecimento também a todos os colegas do perfil de Geotecnia, com quem, num curto espaço de tempo de um semestre, se criaram fortes laços de amizade que conto manter e aos colegas e amigos Bruno Rodrigues e Dinis Paulo. Ao António Pinto agradeço a presença, disponibilidade e suporte técnico durante todo este processo.

À Ana Nobre, sócia, namorada e companheira, tenho a agradecer a ajuda, paciência e motivação.

Em último lugar, mas com maior destaque, não posso deixar de agradecer aos meus pais António José da Palma Janeiro e Isabel Guerreiro Mourão da Palma Janeiro, os verdadeiros possibilitadores deste percurso e ao meu irmão Duarte, exemplos de carácter que procuro seguir.

RESUMO

O uso do espaço subterrâneo em ambiente urbano é cada vez mais frequente dadas as limitações espaciais existentes à superfície, principalmente em áreas urbanas de ocupação consolidada. A utilização desse espaço é cada vez mais variada e vai desde a simples construção de caves de edifícios até à execução de colossais estações intermodais de transportes e armazéns. Com o intuito de otimizar a escavação dessas estruturas novas soluções construtivas têm sido desenvolvidas e adotadas. Uma das mais recentes técnicas utilizadas passa pela construção de poços circulares ou elípticos, onde se procura retirar o máximo partido da forma autoequilibrada destas estruturas como forma a minimizar o suporte necessário para garantir a sua estabilidade e ao mesmo tempo, assegurar um nível de deformações associadas à escavação mínimo.

Para o correto dimensionamento destas estruturas é necessária uma adequada estimativa das pressões atuantes sobre o suporte e de como estas são influenciadas pelas condições geométricas do poço e pelas propriedades do solo e do suporte. Para este efeito existem na bibliografia soluções analíticas que permitem efetuar uma estimativa dessas pressões, podendo igualmente recorrer-se a modelos numéricos onde todo o comportamento do poço pode ser analisado detalhadamente.

Neste trabalho são expostas as vantagens e desvantagens da construção deste tipo de estruturas e as possíveis técnicas de construção existentes no mercado. Numa segunda fase efetua-se uma revisão comparativa entre as diversas soluções analíticas existentes para o cálculo de pressões atuantes em poços de secção circular e confrontam-se os resultados obtidos com os decorrentes da realização de modelos físicos. Por último, apresenta-se a modelação numérica da escavação de um poço circular procurando-se avaliar até que ponto esta metodologia consegue capturar o comportamento observado através dos modelos físicos em diferentes condições paramétricas. Efetua-se igualmente a comparação das pressões atuantes no suporte, obtidas analiticamente e numericamente, com o intuito de avaliar a fiabilidade destas e procurar estabelecer referências que possam servir para o dimensionamento deste tipo de estruturas.

Palavras-chave:

Poços circulares; pressões ativas; soluções analíticas; modelos físicos; modelação numérica.

ABSTRACT

The use of the subsoil in urban environment is continuously increasing due to the spatial restrictions that exist at ground-surface, and particularly in densely inhabited areas. The subsoil is nowadays used by a varied range of structures, that goes from the simple construction of cellars of buildings to the execution of colossal intermodal transport and warehouse stations. In order to optimize the excavation of these structures new design solutions have been developed and adopted. One of the most recent methods employed is the construction of circular or elliptical shafts in which the design takes full advantage of the self-balanced shape of these structures in order to minimize the support required to guarantee its stability while at the same time ensures that the excavation induces a minimum level of displacements.

For the design of these structures an adequate evaluation of the pressures acting on its lining and how they are influenced by the geometrical conditions and by the soil and lining properties is required. For this purpose, there are available in the literature analytical solutions that permit to estimate the pressures, while numerical methods can also be used to analyse in detail the behaviour of the shaft.

In this work the advantages and disadvantages of the construction of this type of structures and the existing construction techniques available in the market are presented. In a second stage, a comparative revision of the different analytical solutions available for the estimation of the pressure acting on circular shafts is performed, and the obtained results are compared with those obtained from physical models. Lastly, the numerical modelling of a circular shaft is carried out with the purpose of assess if this method can capture the behaviour observed in the physical models for different parametric conditions. A comparison between the pressures obtained by analytical and numerical methods is also performed aiming to attest their reliability to become references for using in the design of this type of structures.

Keywords:

Circular shafts; active pressures; analytical solutions; physical models; numerical modeling.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento do Tema.....	1
1.2 Estrutura da Dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 Características Gerais	4
2.2 Vantagens e Desvantagens da Utilização de Poços Cilíndricos	6
2.3 Métodos Construtivos.....	8
2.4 Dimensionamento.....	14
3 SOLUÇÕES ANALÍTICAS	16
3.1 Introdução.....	16
3.2 Terzaghi (1943)	18
3.3 Berezantzev (1958).....	21
3.4 Prater (1977).....	24
3.5 Cheng et al. (2008)	27
3.6 Liu et al. (2009)	29
3.7 Comparação entre os diferentes métodos	34
4 MODELOS FÍSICOS	36
4.1 Introdução.....	36
4.2 Pressão horizontal no suporte	39
4.3 Superfície de rotura	44
4.4 Deslocamentos à superfície	45
5 MÉTODOS NUMÉRICOS	47
5.1 Introdução.....	47
5.2 Modelo numérico.....	47
5.2.1 Geometria e malha de elementos finitos.....	47
5.2.2 Propriedades dos materiais	48
5.2.3 Faseamento construtivo	49

5.3	Análise dos resultados do cálculo de referência.....	49
5.3.1	Pressão horizontal no suporte.....	49
5.3.2	Superfície de rotura.....	51
5.3.3	Deslocamentos à superfície.....	52
5.4	Influência das características geométricas.....	53
5.4.1	Comprimento.....	53
5.4.2	Raio.....	55
5.5	Influência das propriedades do solo.....	56
5.5.1	Peso volúmico.....	57
5.5.2	Ângulo resistência ao corte.....	58
5.5.3	Módulo de deformabilidade do maciço.....	59
5.5.4	Coefficiente de impulso em repouso.....	61
5.6	Influência das características do suporte.....	62
5.6.1	Interface solo-suporte.....	62
6	Considerações finais.....	64
6.1	Principais considerações e conclusões.....	64
6.2	Trabalhos futuros.....	66
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de escavação de poços de diferentes geometrias e caso de acidente: a) Estação Bolhão – Metro do Porto (Topa Gomes, 2008); b) Estação Salgueiros – Metro do Porto (CJC Engenharia e Projetos); c) Estação Reboleira – Metro de Lisboa (Sotecnisol SA) d) Acidente na estação Pinheiros – Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2008).....	2
Figura 2.1 – Ilustração do suporte do poço de Altscherbitz, 5099 a.C. (Tegel et al., 2012): a) representação 3D do suporte; b) esquema de funcionamento das juntas entre elementos do suporte.	5
Figura 2.2 – Sistemas de perfuração: a) Ilustração do funcionamento de uma <i>Raise Boring Machine</i> entre duas galerias (Minestories); b) <i>Shaft Boring Machine</i> (Herrenknecht AG.); c) <i>Shaft Boring Roadheader</i> (Herrenknecht AG.).....	9
Figura 2.3 – Sistemas de suporte: a) Aplicação de betão projetado em escavação sequencial (Topa Gomes, 2008); b) Muros de Berlim (Arabian Boring General Contracting).10	
Figura 2.4 – Sistemas de suporte: a) Aplicação de aduelas pela base (Tunnelling Journal); b) Aplicação de aduelas pelo topo (WJ Groundwater); c) Cambotas (Mancini Companies) f) Suporte entubado (Malcolm Drilling); g) Estacas secantes (Tunnel Business Magazine); d) Estacas prancha (Sheet Piling (UK) Ltd.).....	11
Figura 2.5 – a) <i>Sinking Jacked Caisson</i> (A.E. Yates Group); b) <i>Vertical Shaft Sinking Machine</i> (Herrenknecht AG.).....	12
Figura 2.6 – a) Instalação de congelação (Doig, 2012); b) Poço escavado em solo congelado (Popular Mechanics).....	13
Figura 2.7 – Técnicas aplicáveis à construção de poços (adaptado de Doig, 2012).	14
Figura 3.1 – Ilustração das considerações adotadas por Terzaghi (1943), (Pedro, 2013)...	19
Figura 3.2 – Aplicação de Terzaghi (1943): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de ϕ' ; b) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de γ	20
Figura 3.3 – Aplicação de Terzaghi (1943): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do raio; b) Variação da pressão em função do raio a 25m de profundidade.....	21
Figura 3.4 – Ilustração das considerações adotadas por Berezantzev (1958)(adaptado de Pedro (2013))......	22

Figura 3.5 – Aplicação de Berezantzev (1958): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de ϕ' ; b) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de γ	23
Figura 3.6 – Aplicação de Berezantzev (1958): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do raio; b) Variação da pressão em função do raio a 25m de profundidade.....	23
Figura 3.7 – Ilustração das considerações adotadas por Prater (1977) (adaptado de Tobar & Meguid (2010)).....	24
Figura 3.8 – Aplicação de Prater (1977): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de ϕ' ; b) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de γ	26
Figura 3.9 – Aplicação de Prater (1977): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do raio; b) Variação da pressão em função do raio a 25m de profundidade.....	26
Figura 3.10 – Aplicação de Prater (1977): Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do coeficiente de tensão circunferencial-vertical (λ).	27
Figura 3.11 – Aplicação de Cheng et al. (2008): Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do coeficiente de tensão circunferencial-vertical (λ).	28
Figura 3.12 – Ilustração das considerações adotadas por Liu et al. (2009) (adaptado de Liu et al. (2009)).	29
Figura 3.13 – Mecanismos de rotura assumidos por Liu et al. (2009) (adaptado de Liu et al. (2009)): a) Caso 1; b) Caso 2.	30
Figura 3.14 – Aplicação de Liu et al. (2009):Variação da pressão em profundidade para diferentes condições de atrito solo-suporte.	33
Figura 3.15 – Aplicação de Liu et al. (2009) - Variação da pressão em profundidade para diferentes condições geométricas: a) Inclinação do suporte; b) Inclinação do terrapleno.....	34
Figura 3.16 – Representação das soluções analíticas abordadas para efeitos de comparação.....	35
Figura 4.1 – Tipos de suporte em modelos físicos: a) Contenção mecanicamente ajustável (adaptado de Jeong et al. (2014)); b) Cravação do suporte (adaptado de Tobar & Meguid (2010)); c) Estabilização temporária com fluido sob pressão (adaptado de Tobar & Meguid (2010)).....	37
Figura 4.2 – Pressão horizontal no suporte em função da profundidade obtida em modelos de escala reduzida para diferentes deslocamentos do suporte. a) Chun & Shin (2006); b) Tobar & Meguid (2011).	40
Figura 4.3 – Pressão horizontal no suporte em função da profundidade obtida em modelos de centrifugadora para diferentes deslocamentos do suporte. a) Hagiwara et al. (1998); b) Imamura et al. (1999).	40
Figura 4.4 – Redução, relativamente à pressão inicial, em função do deslocamento do suporte.	41

Figura 4.5 – a) Exemplo de aplicação do método de Imamura et al. (1999) e resultados experimentais para comparação; b) Ensaios de centrifugadora com influência da interface solo-suporte (Fujii et al., 1994).	43
Figura 4.6 – Modelo de centrifugadora de Fujii et al. (1994): a) Areia solta; b) Areia densa.	43
Figura 4.7 – Resultados dos ensaios de centrifugadora de Ueno et al. (1996) com: a) Variação do raio do poço; b) Variação da rigidez do suporte.	44
Figura 4.8 – a) Superfície de rotura de maciços contíguos a poços; b) Evolução em profundidade do ângulo da superfície de rotura.	45
Figura 4.9 – Deslocamentos à superfície: a) Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte; b) Evolução do deslocamento vertical à superfície em função do deslocamento do suporte, em pontos de distancia ao suporte fixa.....	46
Figura 5.1 – a) Composição e características geométricas do modelo; b) Malha de elementos finitos.....	48
Figura 5.2 – Variação da pressão em altura para diferentes valores do deslocamento do suporte.	50
Figura 5.3 – Degradação da pressão em função do deslocamento do suporte, a diferentes profundidades.	50
Figura 5.4 – Variação dos rácios de tensão circunferencial-vertical e radial-vertical em função do deslocamento do suporte.	51
Figura 5.5 – Formação gradual da superfície de rotura com o aumento do deslocamento do suporte.	52
Figura 5.6 – Deslocamento vertical à superfície em função de: a) Distância normalizada ao suporte; b) Deslocamento horizontal do suporte.....	53
Figura 5.7 – Efeito da profundidade: a) Variação da pressão em altura, em poços de diferente comprimento; b) Variação do rácio de tensão, em altura em poços de diferente comprimento.....	54
Figura 5.8 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços de diferente comprimento.	55
Figura 5.9 – Efeito do raio: a) Variação da pressão em altura, em poços de diferente raio; b) Variação do rácio de tensão, em altura em poços de diferente raio.	56
Figura 5.10 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços de diferente raio.....	56
Figura 5.11 – Efeito do peso volúmico do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.	57
Figura 5.12 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços de diferente peso volúmico.	58
Figura 5.13 – Efeito do ângulo de resistência ao corte do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.	59

Figura 5.14 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços com diferente ângulo de resistência ao corte.	59
Figura 5.15 – Efeito do módulo de deformabilidade do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.	60
Figura 5.16 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços com diferente módulo de deformabilidade.	60
Figura 5.17 – Efeito do coeficiente de impulso em repouso do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação dos rácios de tensão circunferencial-vertical e radial-vertical em altura.	61
Figura 5.18 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços com diferente coeficiente de impulso em repouso inicial.	62
Figura 5.19 – Efeito da interface solo-suporte: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.	63
Figura 5.20 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços com diferente ângulo de atrito na interface solo-suporte.	63

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do Tema

A crescente escassez de espaço à superfície em áreas urbanas de ocupação consolidada e a consequente necessidade de recurso ao meio subterrâneo como forma de mitigar essa carência têm levado ao aumento da necessidade de construção de poços, quer como meio de acesso direto ao subsolo, quer como elemento integrante de construções subterrâneas. Com o intuito de otimizar a construção dessas estruturas, novas soluções têm sido desenvolvidas e adotadas. Uma das mais recentes técnicas utilizadas passa pela construção de poços circulares ou elípticos, em que se procura retirar o máximo partido da sua forma autoequilibrada de modo a minimizar o suporte necessário a garantir a estabilidade e, em simultâneo, assegurar um nível de deformações associadas à escavação mínimo. Naturalmente, o aumento da frequência com que estas estruturas são executadas, trouxe consigo um interesse acrescido sobre as técnicas empregues na sua construção, bem como sobre os métodos adotados no seu dimensionamento. O uso crescente de poços nas últimas décadas tem acontecido um pouco por todo o mundo e Portugal não é exceção, uma vez que, o desenvolvimento das redes de metropolitano de Lisboa e Porto levaram à construção de diversas estruturas deste tipo. Outrora maioritariamente poligonais, a geometria dos poços tem evoluído em complexidade e correntemente, é frequente serem construídos com secção circular, elíptica ou como composição de várias secções. São disso exemplo: a estação Bolhão (Figura 1.1a)), cuja escavação foi materializada com a abertura de um poço circular; a estação Salgueiros (Figura 1.1b)), concretizada pela intersecção de dois poços de secção elíptica e a estação Reboleira (Figura 1.1c)), composta pela intersecção de cinco poços de secção elíptica de diferentes dimensões. Naturalmente, tal evolução acarreta novos desafios e exigências sendo imperterível evitar, tanto quanto possível, a repetição de acidentes como o ocorrido em 2007 no Brasil (Figura 1.1d)), devendo investir-se cada vez mais na realização de estudos geotécnicos adequados, num dimensionamento e planeamento completo e na minimização de erros construtivos.

Atualmente, o dimensionamento de Estruturas Civas é efetuado em grande medida recorrendo a *software* especializado, nomeadamente, a programas que fazem uso do método dos elementos finitos para a determinação do campo de tensões e deslocamentos e que são capazes de computar estruturas de grande complexidade em tempo muito reduzido. Não obstante, os

métodos analíticos ainda preservam considerável importância continuando a ser de grande utilidade, quer para a confirmação e validação de resultados calculados por outros meios, quer como ferramenta de pré-dimensionamento ou até mesmo como método principal de dimensionamento em estruturas de maior simplicidade. O presente trabalho enquadra-se nesta temática e pretende efetuar uma comparação entre as diversas soluções analíticas existentes para o cálculo da pressão atuante sobre o suporte de poços circulares, os resultados de ensaios físicos disponíveis na bibliografia e os resultados de soluções numéricas conseguidas com recurso ao método dos elementos finitos.



Figura 1.1 – Exemplos de escavação de poços de diferentes geometrias e caso de acidente: a) Estação Bolhão – Metro do Porto (Topa Gomes, 2008); b) Estação Salgueiros – Metro do Porto (CJC Engenharia e Projetos); c) Estação Reboleira – Metro de Lisboa (Sotecnisol SA) d) Acidente na estação Pinheiros – Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2008).

Em poços, bem como, em qualquer construção que faça uso do subsolo, existe uma interação entre a estrutura e o maciço, cuja correta estimativa se reveste de extraordinária importância, pois, constitui a base para o dimensionamento estrutural dos elementos que fazem fronteira com o solo, bem como, para as verificações de estabilidade externa. A relevância do correto dimensionamento do suporte não se prende apenas com a segurança da própria estrutura, mas

também com a das estruturas vizinhas, sendo que, em muitos casos, os poços são construídos em ambiente urbano e a rigidez do suporte está diretamente relacionada com os deslocamentos do maciço e conseqüente interferência nas construções circundantes.

Desde que Terzaghi em 1943 propôs a primeira solução analítica para a determinação do impulso de terras ativo que atua sobre um poço de secção circular, considerando o equilíbrio limite de uma cunha de solo cilíndrica em redor do mesmo, vários outros autores se debruçaram sobre este tema, visando aumentar a fiabilidade da estimativa da pressão face ao comportamento real observado. A pertinência do tema sobre o qual esta dissertação se debruça, prende-se diretamente com a necessidade de avaliar comparativamente algumas das diversas soluções analíticas existentes para estimar as pressões de terra atuantes em poços cilíndricos com os resultados obtidos através de modelos físicos, bem como, com as estimativas obtidas com recurso a métodos numéricos. Assim, pretende-se neste trabalho contrapor e analisar detalhadamente os resultados obtidos pelos diferentes meios disponíveis na bibliografia.

1.2 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação é composta por 6 capítulos, ao longo dos quais se pretende apresentar, analisar e comparar as diferentes metodologias disponíveis para efetuar uma estimativa das pressões de solo atuantes em poços de secção circular.

No primeiro capítulo apresenta-se uma introdução ao tema, o seu enquadramento e a pertinência da sua abordagem. Seguidamente, no Capítulo 2 apresenta-se uma revisão dos conceitos fundamentais que envolvem esta temática, expondo as características gerais deste tipo de construção, as vantagens e desvantagens da sua utilização, os métodos construtivos usualmente empregues, bem como os pontos fundamentais a ter em conta no seu dimensionamento. No Capítulo 3 apresentam-se as soluções teóricas disponíveis na bibliografia para estimar a pressão atuante em poços de secção circular, analisando-se a influência de cada variável por meio de um estudo paramétrico e efetuando-se uma comparação entre as diversas soluções existentes. Os principais resultados obtidos recorrendo a ensaios efetuados com modelos físicos são apresentados detalhadamente no Capítulo 4. Por sua vez no Capítulo 5 apresenta-se um estudo numérico onde se procura analisar se estes métodos são capazes de reproduzir os resultados observados nos modelos físicos e até que ponto é que as soluções teóricas existentes para a estimativa das pressões atuantes são comparáveis com as obtidas numericamente. Por fim, no 6º e último Capítulo, são apresentadas as principais conclusões retiradas dos capítulos anteriores aferindo-se acerca da viabilidade e fiabilidade do uso das soluções teóricas e numéricas para estimar a pressão de terras atuante em poços de secção circular.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Características Gerais

A definição de poço, no senso comum, refere-se a uma escavação efetuada no solo que permite a abertura de um espaço de acesso ao subsolo a partir da superfície e que se estende em profundidade, com uma direção aproximadamente vertical. Presume-se que o Homem já executa este tipo de construção, na sua forma mais simples, para obtenção de água, há cerca de dez mil anos, desde os primórdios do Período Neolítico (Garfinkel et al., 2015). A execução de poços para recolha de água terá sido inclusivamente um fator preponderante para a migração de alguns povos do litoral e das orlas fluviais, permitindo o estabelecimento de colónias no interior, em zonas anteriormente inóspitas (Mays, 2008). Mais tarde, ter-se-á dado início à aplicação de materiais como o vime e a madeira junto à superfície dos poços de forma a proporcionar algum reforço e evitar desabamentos, iniciando-se então o uso de sistemas de suporte como forma de sustentar as pressões de terra impostas pelo maciço. Na Alemanha, em Altscherbitz, Brodau e Eythra, foram encontrados poços datados de entre 5206 e 5098 a.C., já suportados por estruturas de madeira de complexidade muito superior à que se julgava possível na época (Tegel et al., 2012) (Figura 2.1).

Se na sua origem, eram covas de pequena dimensão escavadas em solos sedimentares com recurso a ferramentas muito rudimentares, a sua continuidade de utilização desde a antiguidade até aos dias de hoje, em progressiva evolução, levou a que os poços fossem construídos por diferentes métodos, adquirindo novas aplicações, geometrias e dimensões. Nos *qanat* (redes subterrâneas de abastecimento de água em zonas áridas, desenvolvidas pelos Persas há cerca de 2500 anos), os poços assumiam funções de acesso e meio de ventilação para as galerias interiores (Beaumont, 1971). Em minas subterrâneas, hoje em dia, os poços cumprem aproximadamente as mesmas funções para as quais eram destinados inicialmente: vias de acesso para pessoas e equipamentos, extração dos produtos de mineração e meio de ventilação; embora acumulem atualmente mais alguns propósitos e atinjam dimensões muito superiores. É disso exemplo a mina de Mponeng na África do Sul, que alcança uma profundidade superior a 4km e os seus poços albergam, para além de: redes de comunicações, abastecimento de energia e de água (necessária à refrigeração das galerias a grandes profundidades); também o elevador mais alto até hoje instalado, que atinge uma profundidade de 2283m (Tynan et al., 2017).

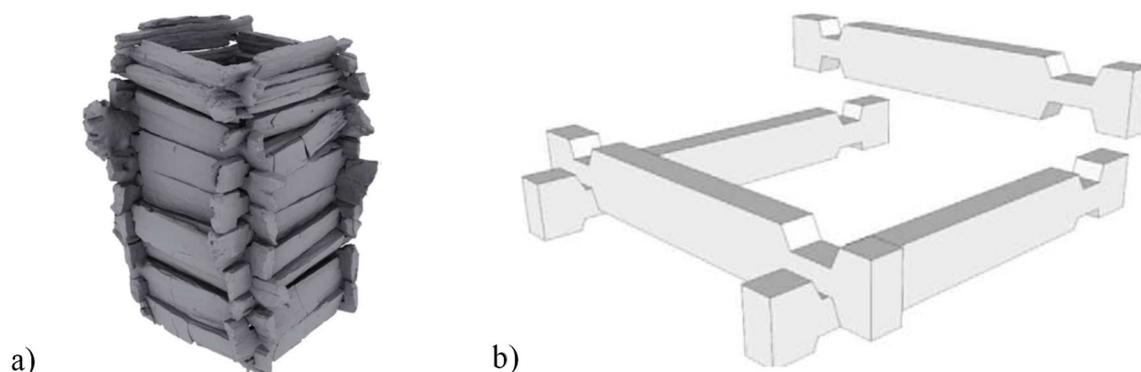


Figura 2.1 – Ilustração do suporte do poço de Altscherbitz, 5099 a.C. (Tegel et al., 2012): a) representação 3D do suporte; b) esquema de funcionamento das juntas entre elementos do suporte.

A utilização de poços tem evoluído com o tempo e, atualmente, em construção civil, inclui: desvio de sistemas fluviais; produção hidroelétrica; parte integrante de tuneis rodoviários e ferroviários; armazenamento subterrâneo de água, petróleo ou resíduos nucleares; caves e fundações de edifícios de grande envergadura e grandes laboratórios subterrâneos, como por exemplo, aceleradores de partículas (Holl & Fairon, 1973; Tynan et al., 2017). Ao longo das últimas décadas, o paradigma da geometria típica da secção pela qual se opta para a abertura de novos poços tem-se alterado, passando de retangular a circular, elíptica, ou até mesmo mais complexa como quando é efetuada recorrendo a composições de vários poços circulares. Tal é devido, em parte, ao desenvolvimento de novas técnicas e equipamentos de construção, mas também, ao facto de a secção circular ser mais eficiente, uma vez que tira melhor partido do efeito de arco tridimensional (Kim et al., 2013) e, por conseguinte, requiere um suporte menos robusto em comparação com a geometria retangular para pressões de terra equivalentes (Holl & Fairon, 1973). A utilização de poços circulares de pequeno e médio diâmetro não é um fenómeno moderno, mas a construção de estruturas de contenção de geometria curva, quer circular ou elíptica, em escavações de grande envergadura é uma tendência recente e em expansão.

As características do maciço e a finalidade da sua construção são dois dos fatores determinantes para projeto de um poço, não obstante o evidente fator económico inerente a qualquer edificação. Cada poço é dimensionado tendo por base os propósitos que pretende cumprir. Atualmente, salvo algumas exceções que ocorrem maioritariamente em minas, são predominantemente elaborados com eixo vertical, pois assim é possível alcançar a profundidade pretendida de forma mais direta, com poços de menor extensão que são, à partida, menos onerosos (Holl & Fairon, 1973). Segundo Holl & Fairon (1973), em 1959 havia ainda na República da África do Sul uma forte prevalência de poços de eixo inclinado em explorações mineiras e, na sua maioria, de secção retangular, sendo que essa tendência de construção se havia já invertido à data de 1973. As explorações mineiras, normalmente, localizam-se em áreas remotas e os filões de minério estendem-se por grandes profundidades que os poços têm que

alcançar, pelo que a sua conceção foca-se mais em aspetos como o volume de ar fornecido às galerias e a rapidez de execução (Doig, 2012). O suporte apenas se encontra instalado em condições mais exigentes: perto da superfície, onde o solo é mais instável e pode haver presença de água ou; a grandes profundidades, onde o maciço rochoso se encontra fraturado e sujeito a pressões extremamente elevadas (Auld, 1979). Já em Engenharia Civil, a construção de poços localiza-se predominantemente em ambiente urbano e estes lugares tendem, por motivos históricos, a desenvolver-se mais no litoral e em orlas fluviais pela facilidade de acesso a água e pela presença de solos férteis, essenciais à fixação das populações (Doig, 2012). Nestas condições, projetos que envolvam intervenção subterrânea não só têm que ter em conta a presença de solos potencialmente instáveis e níveis freáticos próximos da superfície, como também, a existência de outras estruturas e infraestruturas sensíveis a deslocamentos (Doig, 2012) como: caves e fundações de estruturas próximas, redes de drenagem de esgotos e águas pluviais, sistemas de abastecimento de água, redes de comunicações, linhas de metro, etc. Desta forma, os métodos desenvolvidos pela Engenharia Civil para a construção de poços focam-se mais no controlo da água e das deformações, conferindo ao dimensionamento do suporte uma importância crítica, pois tem em conta, não só as exigências inerentes à própria estrutura, como também o seu efeito sobre estruturas vizinhas (Doig, 2012).

2.2 Vantagens e Desvantagens da Utilização de Poços Cilíndricos

Conforme referido, nos casos em que é adotada, a geometria curva da secção permite um melhor aproveitamento do efeito de arco conferindo uma maior capacidade autoportante ao maciço. O formato da secção, por si só, não determina o efeito de arco, mas influencia a redistribuição de tensões permitindo minimizar a ação do maciço sobre o suporte. O efeito de arco é inerente ao solo, depende das suas propriedades e do estado de tensão a que está sujeito, uma vez que, está diretamente relacionado com a resistência ao corte do mesmo (Terzaghi, 1943). Embora esteja sempre patente, este fenómeno só se manifesta efetivamente quando se propiciam deslocamentos relativos entre massas de solo contíguas - por exemplo, como consequência de uma deformação do suporte - capazes de mobilizar a resistência ao corte na interface entre ambas (Terzaghi, 1943). A rigidez do suporte tem aqui um papel determinante pois a possibilidade de ocorrerem pequenas deformações, é em si, o que possibilita a mobilização do efeito de arco, não podendo, no entanto, ser menosprezadas as implicações que o excesso de flexibilidade do suporte pode ter nos assentamentos, que importa, tanto quanto possível, limitar. Comparativamente com outras estruturas de contenção de terras, como os muros de gravidade, os poços circulares tendem a sofrer menores deslocamentos horizontais dada a sua simetria e natureza fechada da estrutura, pelo que, pode ser expectável que as condições de tensão do maciço circundante sejam tais que não seja atingido o estado plástico ativo e que, por conseguinte, os impulsos sobre o suporte sejam superiores aos impulsos ativos (Ueno et al., 1996). Daí, e conforme concluído por Ueno et al. (1996), a rigidez do poço domina a magnitude

da pressão de terras como consequência do aumento de tensão radial normalizada ($\sigma_r/\gamma.R$) em função do módulo de *Young* aparente do suporte ($E.t/R$), não devendo o efeito da rigidez ser desprezado no cálculo. Por outras palavras: uma maior rigidez do suporte permite um menor alívio de pressões do maciço, que se traduz num menor efeito de arco e consequentemente num maior impulso sobre a contenção.

A simetria dos poços cilíndricos em relação ao eixo central também permite que o efeito de arco no plano horizontal atue de igual forma em todo o contorno, que em conjunto com a forma concêntrica como as pressões são exercidas pelo maciço, possibilita que o suporte seja concebido por igual em todo o seu perímetro. O mesmo não acontece em secções poligonais pois a sua geometria leva a que haja concentrações de esforços em pontos notáveis como os vértices e o meio de cada vão. Estas zonas adquirem, por isso, uma maior suscetibilidade à cedência e, por conseguinte, conduzem a exigências variáveis ao longo do perímetro do suporte, o que é indesejável, pois leva a uma maior complexidade de construção que se traduz numa solução mais onerosa.

Uma outra grande vantagem na construção de poços cilíndricos é que para os de pequeno e médio diâmetro, até aproximadamente 12m, há equipamentos que fazem a escavação e instalam o suporte em simultâneo, de forma rápida e contínua, e embora sejam equipamentos onerosos, podem ser uma solução economicamente viável em casos em que a extensão do trabalho o justifique (a partir de 15 a 25m de profundidade, consoante as condições geológicas) (Schmäh, 2007). Para grandes diâmetros ou geometrias mais elaboradas impõem-se outros métodos, como a escavação sequencial com aplicação da contenção entre fases, o tratamento do maciço com injeção de caldas antecedente à escavação ou a elaboração prévia da contenção com recurso a paredes moldadas ou cortinas de estacas secantes, por exemplo.

No que diz respeito a aberturas de geometria quadrangular, retangular ou poligonal mais complexa, a sua grande vantagem em detrimento de secções circulares prender-se-ia ao ajuste geométrico a construções com esse mesmo formato. Porém, o desenvolvimento para além das formas estritamente circulares trouxe novas alternativas viáveis que abrem uma nova liberdade de conceção aos projetistas (Topa Gomes, 2008). A conjugação de várias secções circulares ou elípticas permite uma maior adaptação às necessidades volumétricas da obra a construir, diminuindo significativamente as sobreescavações e tornando estas opções altamente competitivas (Topa Gomes, 2008). Quando necessário, e assim as limitações do projeto o permitam, nomeadamente, no que diz respeito à ocupação do espaço interno do poço, o emprego de pórticos de ligação entre paredes de contenção opostas permite um substancial reforço à robustez da estrutura. Normalmente, em poços compostos por duas ou mais secções circulares ou elípticas, os pórticos são construídos entre as arestas que definem a interseção das secções.

2.3 Métodos Construtivos

Os poços podem ser construídos de diversas formas, recorrendo a métodos, mais ou menos, tecnologicamente avançados, de acordo com as condicionantes de cada obra, quer estas sejam de cariz económico, relacionadas com a competência do maciço ou um compromisso entre várias limitações ao projeto.

Tradicionalmente, em rocha resistente, os poços são abertos por escavação e explosão a iniciar na superfície e avançando em profundidade (*shaft sinking*), contudo, em casos em que o acesso ao fundo é possível a partir de galerias pré-existentes, é exequível a escavação da base para o topo (*reverse sinking*) (Liu & Meng, 2015). A abertura ascendente pode ser feita de forma convencional, por escavação e detonação (*conventional raising*) recorrendo a uma plataforma elevatória como meio de acompanhar o avanço da frente de obra (Doig, 2012) ou com emprego de sistemas mecanizados concebidos para este efeito (*raise boring*). A aplicação do sistema de *raise boring* (Figura 2.2a)) consiste em perfurar a partir da superfície um furo-guia até uma galeria interior por onde é passado um eixo ao qual é acoplada uma cabeça giratória em forma de disco que é içada enquanto desagrega o maciço no percurso até à superfície. Os detritos libertados pela perfuração e a água são recolhidos a partir da galeria, o que é uma vantagem deste método, pois a desagregação e recolha do material escavado e o controlo da água são as componentes mais onerosas da construção de um poço no sentido convencional (Doig, 2012). Existe também um sistema de perfuração de funcionamento idêntico ao das tuneladoras, mas que opera na vertical (*Shaft Boring Machine* (Figura 2.2b))) e, um equipamento semelhante, mas cuja extremidade de corte é composta por um braço articulado e uma ponta escarificadora rotativa (*Shaft Boring Roadheader* (Figura 2.2c))) (Burger & Rauer, 2012), mas dos quais, o desempenho está, segundo Doig (2012), de certa forma por comprovar. Estes equipamentos mecânicos de perfuração estão, no entanto, restringidos à geometria circular, são limitados em diâmetro e são dispendiosos pelo que, a técnica convencional de escavação a partir da superfície, é ainda a mais recorrente (Doig, 2012). Contudo, apesar do ceticismo, havia já em 2007 cerca de 20 a 30% de poços abertos com recurso a estes equipamentos (Schmäh et al., 2007).

O método de escavação e explosão pode ser mais económico e não possui as limitações de geometria e dimensão dos sistemas mecânicos (Doig, 2012). Neste procedimento, a desagregação do maciço pode ser levada a cabo com cargas explosivas, por escavadoras giratórias de balde e martelo hidráulico, e por martelos pneumáticos manuais. As equipas e os equipamentos operam na base do poço e avançam com a progressão da mesma. O transporte de pessoas e equipamentos entre a base e a superfície, bem como a recolha de resíduos, são assegurados por gruas instaladas no topo e a água afluyente à escavação é retirada por bombagem. O suporte, caso necessário (frequentemente dispensado em minas), é instalado na

superfície interna, por patamares ou no final da escavação, sendo a aplicação de betão projetado, reforçado ou não, a solução mais frequente (Doig, 2012). Um grande entrave à aplicação deste método em meio urbano é o facto de haver fortes restrições às vibrações e ruído causados por este método (Doig, 2012).

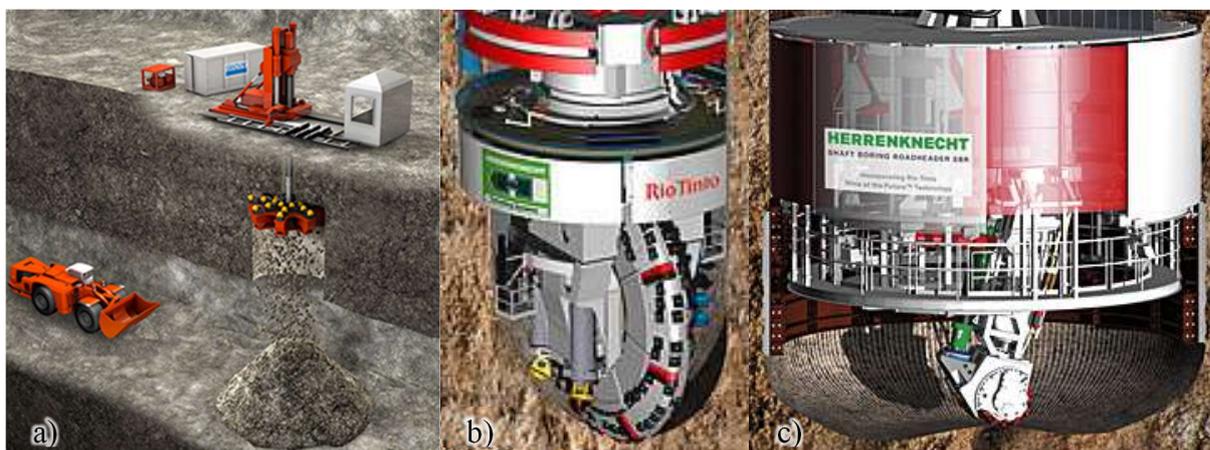


Figura 2.2 – Sistemas de perfuração: a) Ilustração do funcionamento de uma *Raise Boring Machine* entre duas galerias (Minestories); b) *Shaft Boring Machine* (Herrenknecht AG.); c) *Shaft Boring Roadheader* (Herrenknecht AG.).

A construção de poços em solos ocorre principalmente em meio urbano e reveste-se de muito maior complexidade, uma vez que, requer um maior controlo dos assentamentos e dos movimentos de água provocados pela escavação, para além dos solos apresentarem uma muito menor resistência quando comparados com rochas. Contudo, existem diversas técnicas disponíveis que podem ser aplicadas dependendo das condições locais.

Em solos coesivos, por norma, dada a capacidade autoportante do maciço a curto prazo, a escavação efetua-se por fases, procedendo-se em cada etapa à desagregação e extração do material do fundo, em porções de altura fixa, que deixa exposta uma superfície vertical sobre a qual se aplica seguidamente a contenção (Doig, 2012). Em cada caso, a altura adotada para dada etapa depende das condições do terreno, das dimensões e geometria da obra em planta, da necessidade de restringir a deformação do suporte e assentamentos à superfície e também das próprias condições de estabilidade da solo recém-exposto (Topa Gomes, 2008). Nos casos em que é adotado este método, vulgo método da escavação vertical sequencial, o suporte provisório, tipicamente composto por betão projetado, é aplicado imediatamente após a abertura de cada painel (Figura 2.3a)). Em poços de grande dimensão, mesmo quando a escavação se dá em várias frentes para acelerar o processo, o término da escavação de cada anel não é suficientemente rápido para que a aplicação do suporte possa aguardar, pelo que, esta é feita por painéis e segue as frentes de escavação, não sendo necessariamente aplicada em todo o perímetro de uma só vez. A imperativa rapidez de execução deste processo prende-se com a elevada interação entre o maciço e o suporte, inerente ao método de escavação sequencial, e à

necessária preservação das propriedades do maciço sendo, para tal, determinante optar por betão que garanta resistência elevada logo nas primeiras horas (Topa Gomes, 2008). A liberdade de geometrias e dimensões que a escavação sequencial permite, adapta-se à construção de poços de secção complexa como os poços elípticos e os conjuntos de múltiplos poços secantes. Esta técnica, que estava no passado associada a maciços de boa qualidade (rochosos), tem vindo recentemente a ser empregue, com sucesso, em solos tirando partido do efeito de arco que ocorre essencialmente no plano horizontal.

Outros tipos de contenção podem ser aplicados com alguma adaptabilidade, como é o caso dos muros de Berlim (Doig, 2012) (Figura 2.3b)). Nestes casos são previamente cravados perfis metálicos no contorno da escavação. À medida que são postos a descoberto, vão sendo instaladas pranchas de madeira (em soluções provisórias) ou painéis de betão, betonados contra o terreno e envolvendo os perfis verticais, que são faseadamente ancorados ou escorados garantindo um apoio essencial à escavação (Almeida e Sousa, 2013). Uma outra alternativa é a aplicação de contenção por segmentos pré-fabricados (aduelas) em betão ou em aço (Doig, 2012), os quais podem ser aplicados por etapas (Figura 2.4a)) ou montados sucessivamente na parte superior da contenção, que é descida por gravidade ou sob pressão exercida no topo por macacos hidráulicos (Figura 2.4b)). Em poços circulares é ainda possível a instalação de anéis horizontais em perfil metálico (cambotas) alternados por pranchas verticais de madeira ou aço; uma solução semelhante aos muros de Berlim, mas com a direção dos elementos invertida (Figura 2.4c)). Outra possibilidade existente, mas apenas válida para poços de pequeno diâmetro, é a aplicação de uma contenção tubular continua inserida por uma grua no poço previamente feito por perfuração (Figura 2.4d)).



Figura 2.3 – Sistemas de suporte: a) Aplicação de betão projetado em escavação sequencial (Topa Gomes, 2008); b) Muros de Berlim (Arabian Boring General Contracting).

Por sua vez, em solos não coesivos, os métodos utilizados implicam a instalação de um sistema de suporte prévio à escavação (Pedro, 2013). Este pode ser elaborado com estacas secantes (Figura 2.4e)), colunas de solo-ligante, paredes moldadas ou estacas prancha (Figura 2.4f)) instaladas em todo o perímetro que virá a definir o poço. A contenção é assim assegurada por

uma cortina de elementos pré-instalados que também funcionam como ensecadeira, permitindo então que se dê a escavação no interior do espaço por ela delimitado em condições de segurança.

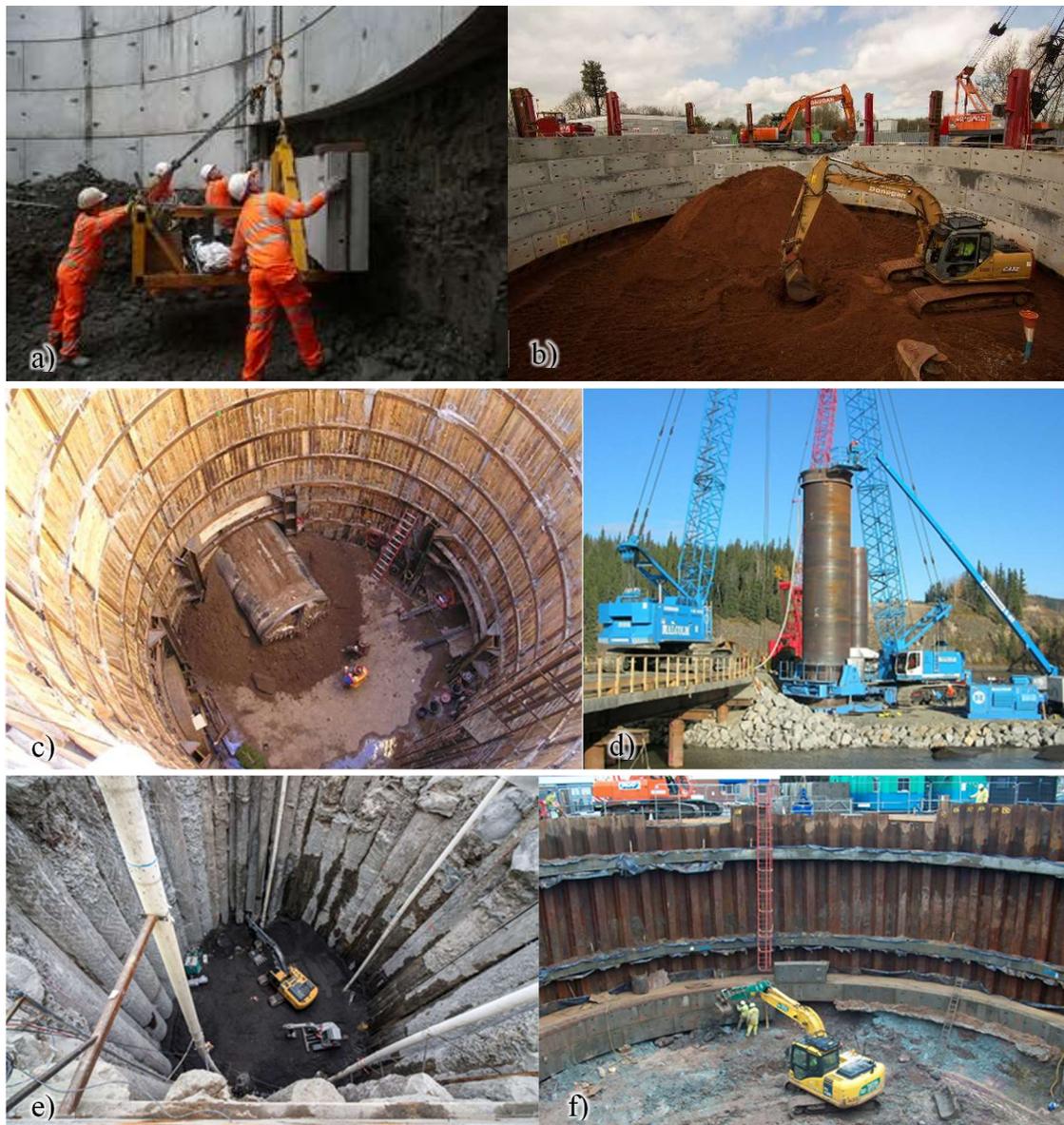


Figura 2.4 – Sistemas de suporte: a) Aplicação de aduelas pela base (Tunnelling Journal); b) Aplicação de aduelas pelo topo (WJ Groundwater); c) Cambotas (Mancini Companies) f) Suporte entubado (Malcolm Drilling); g) Estacas secantes (Tunnel Business Magazine); d) Estacas prancha (Sheet Piling (UK) Ltd.).

Em alternativa, em solos de consistência mole a média, é possível colocar um anel de corte em aço na base do suporte de forma a facilitar a cravação e afundamento da contenção no maciço. Este anel é posteriormente forçado a penetrar no solo sob ação do peso do suporte e com o auxílio de macacos hidráulicos, à medida que são acrescentadas secções de betão armado ou ferro no topo do revestimento, dando assim continuidade ao sistema de suporte. Esta técnica tem as denominações anglo-saxónicas *Sinking Jacked Caisson* ou *Segmental Shaft Sinking*

(Figura 2.5a)) e é também uma forma de pré-instalação do suporte pois permite, faseadamente ou na totalidade, predispor a contenção antes de se dar a escavação. Uma vez instalado o sistema de suporte, o solo pode ser desagregado e removido do interior por meio de uma escavadora giratória convencional instalada na base (caso esta não esteja inundada), por escavadoras a partir da superfície ou com recurso a um sistema especializado para o efeito (*Vertical Shaft Sinking Machine*, VSM). A VSM (Figura 2.5b)), tal como a *Shaft Boring Roadheader*, possui um braço articulado que desintegra o maciço e pode operar mesmo submergida. Os detritos são libertados na água que é continuamente recolhida, filtrada e reinserida no poço. Uma outra forma de extrair o solo, embora menos popular por motivos de salubridade e segurança, é a montagem de uma câmara de trabalho pressurizada na base (Allenby & Kilburn, 2012).

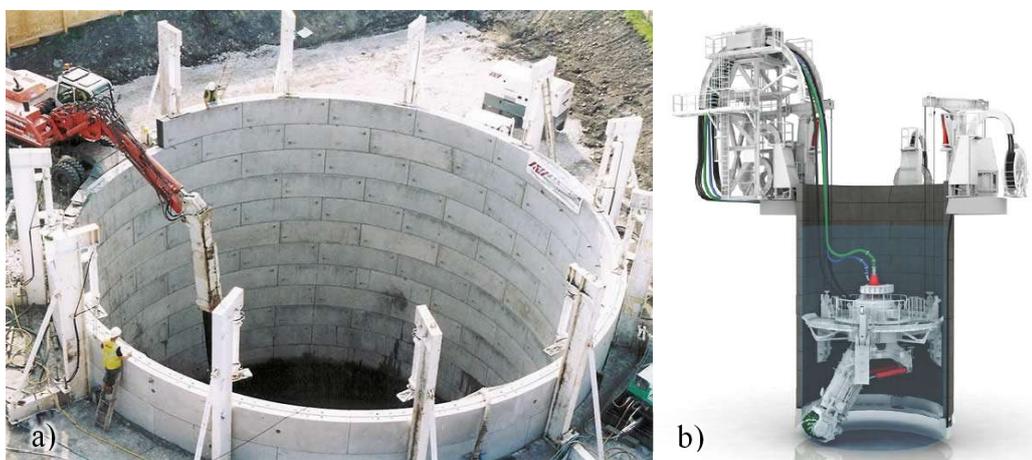


Figura 2.5 – a) *Sinking Jacked Caisson* (A.E. Yates Group); b) *Vertical Shaft Sinking Machine* (Herrenknecht AG.).

Em solos pouco competentes é possível efetuar um pré-tratamento inicial do solo para que seja possível escavar sem a necessidade de instalar o suporte previamente. Este processo aplica-se geralmente a toda a zona de intervenção e não apenas ao perímetro. O melhoramento das propriedades do maciço pode ser conseguido por simples drenagem e rebaixamento do nível freático (embora este processo possa provocar assentamentos significativos) ou pela injeção de caldas formando colunas de betão fraco (Pedro, 2013). Alternativamente, quando o nível freático se encontra próximo da superfície, é possível fazer o congelamento do solo através da circulação de um fluido refrigerado em tubagens preliminarmente instaladas no maciço (Figura 2.6a)), criando uma camada protetora de solo congelado (Pedro, 2013) que, para além dotar o maciço de resistência suficiente para se proceder à escavação (Figura 2.6b)), permite que o solo congelado funcione como ensecadeira e impeça a percolação para o seu interior (Sopko et al., 2012). Esta técnica, é por vezes, a única capaz de criar as condições de impermeabilidade e resistência necessárias em solos não coesivos saturados e, sendo uma medida provisória, não deixa estruturas desnecessárias em permanência no maciço, o que lhe confere um impacto ambiental reduzido (Haß & Schäfers, 2005).



Figura 2.6 – a) Instalação de congelação (Doig, 2012); b) Poço escavado em solo congelado (Popular Mechanics).

Uma vez tratado o solo, por qualquer um dos métodos anteriores, pode dar-se início à escavação do poço recorrendo a técnicas semelhantes às normalmente utilizadas em solos coesivos, tirando partido da resistência e impermeabilidade melhoradas do maciço. É também possível a conjugação de duas ou mais técnicas de construção para a execução destas obras, adaptando o método às necessidades específicas de cada caso em função das condições locais. O organograma da Figura 2.7 pretende resumir as diferentes técnicas apropriadas à construção de poços atrás referidas.

Na maioria dos casos, independentemente do sistema de contenção adotado, os trabalhos são iniciados com a construção de um anel de coroamento como forma de proporcionar uma maior rigidez, necessária no início da escavação. Este elemento visa controlar os deslocamentos à superfície na direção da escavação e garantir o equilíbrio de carregamentos que não respeitem a natureza axissimétrica dos poços (Topa Gomes, 2008). Tais carregamentos podem advir de heterogeneidades naturais do terreno, mas sobretudo, da presença e circulação de equipamentos pesados e da deposição de materiais na orla da escavação (Topa Gomes, 2008).

A seleção dos métodos construtivos adequados a aplicar em cada situação é interdependente do cálculo de pressões atuantes no suporte. Métodos que impliquem a colocação do suporte sob pressão (*Sinking Jacked Caisson*, por exemplo) não permitem a descompressão do maciço e consequentemente, mobilizam impulsos cujos valores se preveem superiores aos mobilizados por poços escavados e revestidos posteriormente, onde se verifica uma descompressão muito superior do maciço. De forma recíproca, a estimativa das pressões impostas pelo maciço influi, obviamente, no dimensionamento e na robustez da solução a empregar e esta, por efeito da rigidez, conforme mencionado anteriormente, afeta a mobilização do efeito de arco e, em consequência, a pressão exercida pelo maciço sobre o suporte.

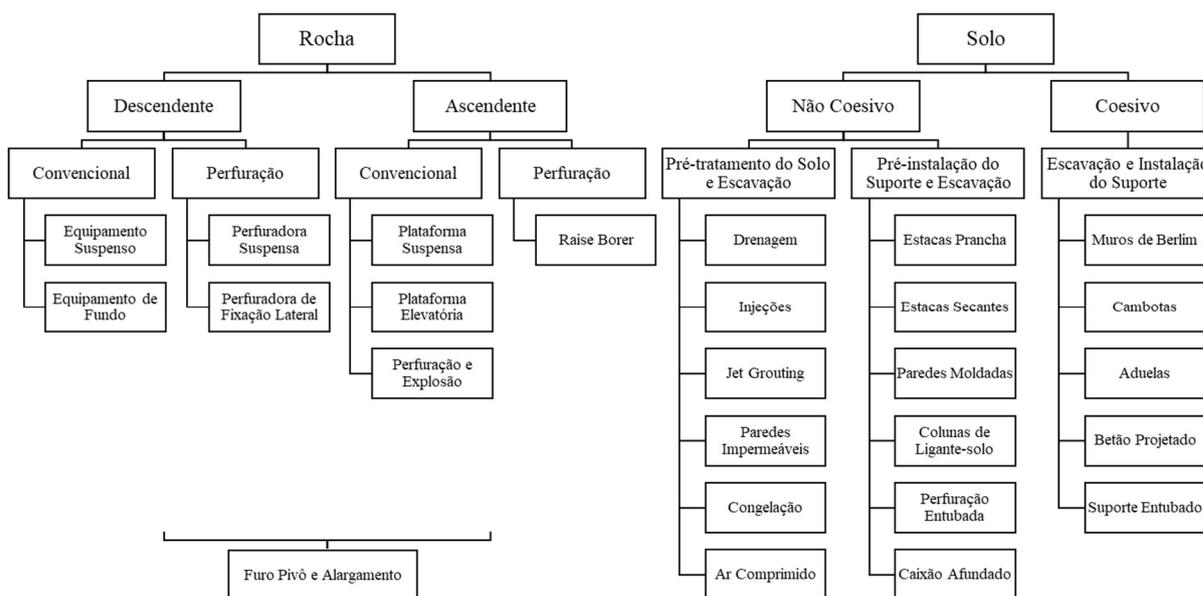


Figura 2.7 – Técnicas aplicáveis à construção de poços (adaptado de Doig, 2012).

2.4 Dimensionamento

Em Engenharia Civil um poço é definido como uma estrutura de profundidade superior à sua largura, com comportamento e análise distintos das estruturas de suporte de terras mais comuns por serem aberturas estreitas e longas, que se desenvolvem em profundidade, ao invés de planares e de extensão horizontal como as demais (Muramatsu & Abe, 1996).

Um aspeto fundamental na conceção de poços é, conforme referido, a estimativa das pressões de terra atuantes sobre o suporte. Estas advêm essencialmente de duas origens: o peso do solo acrescido de quaisquer sobrecargas que possam atuar à superfície e pressões hidráulicas provocadas por níveis freáticos elevados (Pedro, 2013). As últimas são de estimativa simples, caso a estrutura seja projetada para ser estanque, uma vez que, sob o nível freático, a pressão exercida pela água em torno do poço é hidrostática. No que diz respeito às pressões transmitidas pelo maciço circundante, a sua estimativa reveste-se de maior complexidade e tem sido alvo da atenção de vários autores ao longo dos anos, podendo ser estimadas por via de soluções analíticas, modelos de simulação físicos ou modelos numéricos (Pedro, 2013). Num tempo em que as ferramentas computacionais tomaram já um lugar dominante no cálculo em Engenharia, a utilização dos métodos analíticos perde algum elã, embora estes possam ser de grande proficuidade. Apesar de os modelos numéricos conseguirem estimar as pressões no maciço em redor de um poço e exercidas pelo solo sobre a contenção, a aferição de uma solução final para qualquer projeto de uma estrutura deste género é, normalmente, um processo iterativo que procura um compromisso entre a segurança da própria estrutura, a segurança das construções adjacentes e critérios económicos. Os métodos analíticos mantêm, portanto, considerável

utilidade, como forma de confrontar soluções numéricas, descartar possíveis resultados incoerentes e também, como primeira estimativa para um pré-dimensionamento a incluir na modelação numérica de forma a reduzir o número de iterações necessárias para alcançar uma solução satisfatória. Desta forma, os vários tipos de método não são mutuamente exclusivos podendo ser utilizados em conjunto, complementarmente.

Para além da extraordinária importância que os métodos de cálculo têm em Engenharia, nomeadamente, a sua correta seleção e aplicação, para a obtenção de resultados que conduzam a opções adequadas, em prol da segurança e da durabilidade, não é menos relevante a fiabilidade das propriedades dos materiais para a quantificação de ações nas quais estes cálculos se baseiam. Do rigor destes dados está diretamente dependente a qualidade da solução, não só do ponto de vista da segurança, mas também do ponto de vista económico. Sendo o solo um material heterogéneo, a sua caracterização enquadra bastante complexidade podendo tornar-se um foco de erro possível de afetar a solução final, independentemente do método e da precisão do cálculo.

As pressões exercidas pelo maciço sobre um poço dependem, para além das condições e propriedades do solo, da resposta do suporte a essas mesmas pressões e dos métodos de abertura do poço e aplicação do revestimento (Cho et al., 2015). No que diz respeito às condições do maciço, a avaliação adequada do peso volúmico do solo (γ) e, essencialmente, do coeficiente de impulso em repouso (K_0), são fatores preponderantes na aferição do estado de tensão em repouso do maciço (Matos Fernandes, 2006). Por sua vez, as propriedades resistentes do solo, ângulo de resistência ao corte (ϕ') e coesão (c'), desempenham um papel fundamental na redistribuição de tensões por efeito de arco que ocorre durante a escavação (Cho et al., 2015). Tal como referido anteriormente, o método construtivo utilizado influencia também as pressões que o maciço exerce sobre a estrutura, tendo-se que, a uma maior decompressão do maciço corresponde menor pressão sobre o suporte, mas uma maior perturbação que a construção impõe ao maciço. A celeridade com que é aplicada a contenção após a escavação ou a possibilidade de esta ser instalada previamente sem oportunidade de alívio de pressão por parte do maciço podem, igualmente, ter um forte impacto na preservação da resistência do solo (Topa Gomes, 2008). A procura de uma solução ótima visa atingir um compromisso entre pressões e robustez da contenção que as suporta, tendo em conta que uma maior rigidez reduz a contribuição do efeito de arco e conseqüentemente aumenta a pressão a suportar, mas limita de forma mais eficiente os assentamentos na proximidade do poço.

3 SOLUÇÕES ANALÍTICAS

3.1 Introdução

As teorias clássicas de pressão de terras que assumem um estado plano de deformação não são, por norma, aplicáveis a poços, uma vez que estes são, na sua maioria, estruturas pequenas e de geometria circular onde as condições axissimétricas prevalecem (Pedro, 2013). Segundo Cho et al. (2015), o cálculo baseado na teoria de Rankine pode, em determinadas situações, sobrestimar as pressões laterais exercidas sobre um poço em cerca de 80%. As teorias clássicas para a avaliação de pressão de terras preconizam um crescimento linear das pressões em profundidade, facto que não reflete o verificado em situações reais e ensaios experimentais efetuados em poços circulares. Como tal, diversos autores têm estudado esta questão e desenvolvido novas soluções analíticas para estimar as pressões de terra em poços cilíndricos, tendo em conta o estado de tensão característico destas estruturas. Estes métodos, de acordo com o seu enquadramento teórico, podem ser divididos em três grupos fundamentais (Pedro, 2013):

- As teorias de equilíbrio limite propostas por Terzaghi (1943) e Prater (1977), em que uma superfície de rotura tida como adequada é adotada e, em resultado, é determinada a pressão mínima que garante o equilíbrio estático da cunha de solo acima dessa superfície;
- Uma abordagem seguida por Berezantzev (1958) e mais tarde desenvolvida por Cheng et al. (2008) e por Liu et al. (2009), em que o método das linhas de cedência foi utilizado para derivar as equações diferenciais parciais que regem o equilíbrio plástico de uma superfície cónica;
- Uma outra forma de abordar o tema, proposta por Wong & Kaiser (1988), que se baseia no método de convergência-confinamento usado na interação maciço-suporte em túneis sujeitos a condições de tensão isotrópicas. Embora usufrua da vantagem de ter em conta os deslocamentos do suporte para o cálculo da pressão de terras, este método não tem em consideração direta a importância das forças gravíticas, pelo que, geralmente não é empregue e será omitido da análise feita neste trabalho.

Deve contudo salientar-se que os dois primeiros grupos de teorias assumem que a construção do poço mobiliza o impulso ativo no maciço, o que não é razoável ou compatível com alguns métodos construtivos que provocam deslocamentos mínimos e níveis muito baixos de

descompressão do solo, como é o caso do *Sinking Jacked Caisson* (Pedro, 2013). Nestes casos tem-se naturalmente que utilizar outros métodos, nomeadamente numéricos, para aferir com mais exatidão quais as pressões atuantes sobre o suporte, já que as mínimas determinadas pelas soluções analíticas não se encontram do lado da segurança.

A expressão geral para o cálculo de pressões de terra ativas atuantes em poços cilíndricos é similar à proposta para estados planos de deformação pelas teorias clássicas. A diferença reside nos coeficientes K que foram deduzidos para condições axissimétricas. Estes coeficientes são diferentes consoante o efeito da ação, tendo em conta as 3 diferentes componentes a considerar no cálculo da pressão: o peso do solo, a coesão e a sobrecarga. Na expressão (3.1) γ representa o peso volúmico do solo, h a profundidade para a qual se pretende calcular a pressão, c' a coesão efetiva do solo e q a sobrecarga resultante a atuar na superfície.

$$p_a = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot h + K_{ac} \cdot c' + K_{aq} \cdot q \quad (3.1)$$

Nos casos em que o método não contempla a sobrecarga e a coesão, as respetivas parcelas não são naturalmente consideradas no cálculo. O Quadro 3.1 resume os parâmetros considerados, pelas diversas soluções analíticas existentes na bibliografia, para o cálculo dos coeficientes utilizados na estimativa de pressões baseada na expressão (3.1).

Quadro 3.1 – Parâmetros necessários ao cálculo de pressões ativas atuantes no suporte de poços cilíndricos pelas soluções analíticas (adaptado de Pedro, 2013).

	Geometria			Propriedades do solo			Atrito solo-suporte	Sobrecarga	Inclinação do terraplano	Rácio de tensão ($\lambda = \sigma_\theta / \sigma_v$)
	Altura	Raio	Inclinação do suporte	Peso volúmico	Ângulo de resistência ao corte	Coesão				
Terzaghi (1943)	h	a	-	γ	ϕ'	-	-	-	-	1
Berezantzev (1958)	h	a	-	γ	ϕ'	c'	-	q	-	1
Prater (1977)	h	a	-	γ	ϕ'	-	-	-	-	λ
Cheng et al. (2008)	h	a	-	γ	ϕ'	c'	-	q	-	λ
Liu et al. (2009)	h	a	β	γ	ϕ'	c'	δ	q	ε	1

Do Quadro 3.1 evidencia-se, como seria de esperar, que todos os métodos requerem para o cálculo: a profundidade (h), o raio do poço (a), o peso volúmico e o ângulo de resistência ao corte (ϕ') do solo. É também observável que todos os métodos tomam como critério de rotura Mohr-Coulomb, embora Terzaghi (1943) e Prater (1977) não permitam que se considerem solos coesivos. Também apenas estes dois métodos não permitem considerar a existência de uma sobrecarga à superfície. O método proposto por Liu et al. (2009) pode ser considerado o mais abrangente, uma vez que, contempla a existência de atrito entre o solo e o suporte (δ), a inclinação do terraplano (ε) e a possibilidade da geometria da face do poço ser inclinada formando um ângulo β com a vertical, que, quando diferente de zero, constitui uma variação do

raio em profundidade. A relação λ , representa o rácio entre a tensão circunferencial e a tensão vertical ($\lambda = \sigma_\theta / \sigma_v$), presente na última coluna, pode ser considerada de grande importância em condições axissimétricas pois reflete o efeito de arco horizontal desenvolvido em torno do poço (Pedro, 2013). De acordo com Cheng et al. (2007), o valor desta relação tende a aumentar de K_0 até 1 durante a construção, aumentando a estabilidade global, ao passo que, o rácio entre as tensões radial e vertical ($K = \sigma_r / \sigma_v$) tende a decrescer de K_0 até K_a , à semelhança do que acontece em estado plano de deformação (Pedro, 2013). A maioria dos métodos assume que em condições ativas λ é igual a 1 enquanto que Prater (1977) e Cheng et al. (2008) permitem que essa relação seja definida pelo utilizador. Há a salientar ainda que nenhum dos métodos abordados tem em conta a rigidez do suporte, fator este que, conforme se discutiu atrás, pode ter um grande impacto na magnitude das pressões.

Nas próximas secções cada uma das soluções analíticas aqui mencionadas será descrita detalhadamente, sendo apresentada a sua formulação e ilustrada a influência que a variação de alguns parâmetros tem nos resultados. Os gráficos apresentados representam a influência isolada de cada um dos parâmetros do Quadro 3.1, considerando apenas solos não coesivos e ausência de sobrecarga à superfície. Encontram-se também ilustrados, para comparação, os resultados decorrentes da consideração do estado plano de deformação em condições idênticas às assumidas para a elaboração de cada gráfico e determinadas de acordo com as expressões de Rankine (1857) ou Coulomb (1773), bem como a pressão inicial em repouso, considerando o coeficiente de impulso para os valores extremos das variáveis em análise e calculado de acordo com a proposta de Jaky (1944). As variações efetuadas no estudo paramétrico tiveram como referência um caso base em que se admitiu um solo de peso volúmico (γ) de 20kN/m³, ângulo de resistência ao corte (ϕ') de 40° e coesão nula ($c' = 0$ kPa); e um poço vertical de secção circular constante com 10m de raio, superfície do terraplano horizontal, e sobre a qual não atua qualquer sobrecarga. Por fim, na secção 3.7, procede-se à análise comparativa entre os resultados obtidos através das diferentes soluções analíticas.

3.2 Terzaghi (1943)

Em 1940, H. M. Westergaard, publicou aquela que se considera ser a primeira pesquisa sobre o estado de tensão em torno de aberturas circulares em solos, a qual se baseou na aplicação do método da cunha de rotura a furos de pequeno diâmetro, sem contenção e em solos não coesivos (Tobar & Meguid, 2010). Terzaghi (1943), expandiu a teoria de Westergaard para diâmetros superiores, aberturas com contenção interna e propôs um método para calcular a pressão mínima exercida por solos não coesivos sobre um suporte cilíndrico. A solução desenvolvida por Terzaghi assume um poço de profundidade infinita e raio a , em redor do qual considera uma cunha cilíndrica de rotura, de raio r , em estado de equilíbrio limite. É então determinada a

pressão mínima necessária para evitar a instabilidade, partindo do princípio que o solo se comporta de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb, e que as tensões vertical e circunferencial são tensões principais e de igual valor ($\lambda=1$). Para ter em conta o efeito de tensões tangenciais não nulas, o autor propõe para o cálculo, o uso de um ângulo de resistência ao corte reduzido em 5° , ϕ^* (expressão (3.6)). A Figura 3.1 ilustra as considerações tidas para o desenvolvimento do método bem como o significado das variáveis usadas na sua formulação. A pressão ativa atuante sobre o suporte é determinada através da equação (3.2) (que deriva da equação (3.1)). Contudo, para obter a pressão mínima que garante a estabilidade da cunha (p_a) é necessário determinar o coeficiente $K_{a\gamma}$ (expressão (3.3)) para o rácio crítico entre o raio da zona de cedência e o raio de abertura do poço ($n_i = r/a$), o qual pode ser calculado resolvendo a equação (3.7) para cada valor da profundidade requerida (Pedro, 2013).

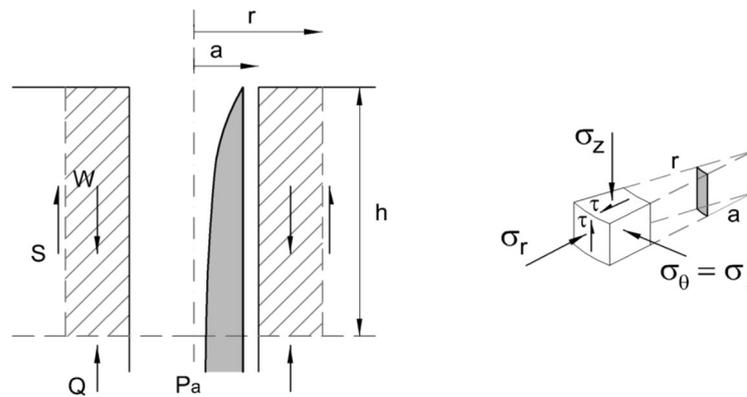


Figura 3.1 – Ilustração das considerações adotadas por Terzaghi (1943), (Pedro, 2013).

$$p_a = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot h \quad (3.2)$$

$$K_{a\gamma} = \frac{1}{\varepsilon} \cdot \frac{N_\phi - (N_\phi - 2) \cdot n_i^2}{N_\phi + n_i^{(N_\phi+1)}} \quad (3.3)$$

Com:

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi^*/2) \quad (3.4)$$

$$\varepsilon = \frac{2 \cdot N_\phi}{N_\phi + 1} \quad (3.5)$$

$$\phi^* = \phi' - 5 \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned} n_i^{N_\phi} \cdot [a \cdot \varepsilon \cdot n_i^3 \cdot (N_\phi - 1) \\ + \tan \phi^* \cdot h \cdot n_i^2 \cdot (N_\phi - 2) - a \cdot \varepsilon \cdot n_i \cdot (N_\phi + 1) \\ - \tan \phi^* \cdot h \cdot n_i] + 2 \cdot a \cdot \varepsilon \cdot n_i^2 = 0 \end{aligned} \quad (3.7)$$

Na Figura 3.2a) encontra-se ilustrada a variação da pressão em profundidade para valores do ângulo de resistência ao corte entre 20° e 50° , mantendo os restantes parâmetros relativamente ao cálculo base. Como seria de esperar, a pressão atuante aumenta de forma considerável para

valores menores de ϕ' , pois a resistência ao corte do solo é menor e o impulso sobre o suporte maior. Pode também constatar-se que a pressão tende a estabilizar em profundidade para um valor constante e que a profundidade a que ocorre a estabilização é função das propriedades do solo, sendo tanto maior quanto menos resistente for a solo. Pode igualmente verificar-se que a pressão estimada pelo método é sempre inferior à obtida por Rankine para um estado plano de deformação, pois as curvas de pressão nunca se cruzam com retas de referência calculadas segundo os mesmos parâmetros. A Figura 3.2b) representa a variação da pressão em profundidade associada a diferentes valores do peso volúmico. Também neste caso se tem, que a um maior peso volúmico correspondem, naturalmente, pressões mais elevadas (Figura 3.2b)), existindo um comportamento similar ao observado para o ângulo de resistência ao corte. Semelhantemente, neste caso, existe uma estabilização das pressões em profundidade, sendo a pressão estimada inferior à de Rankine.

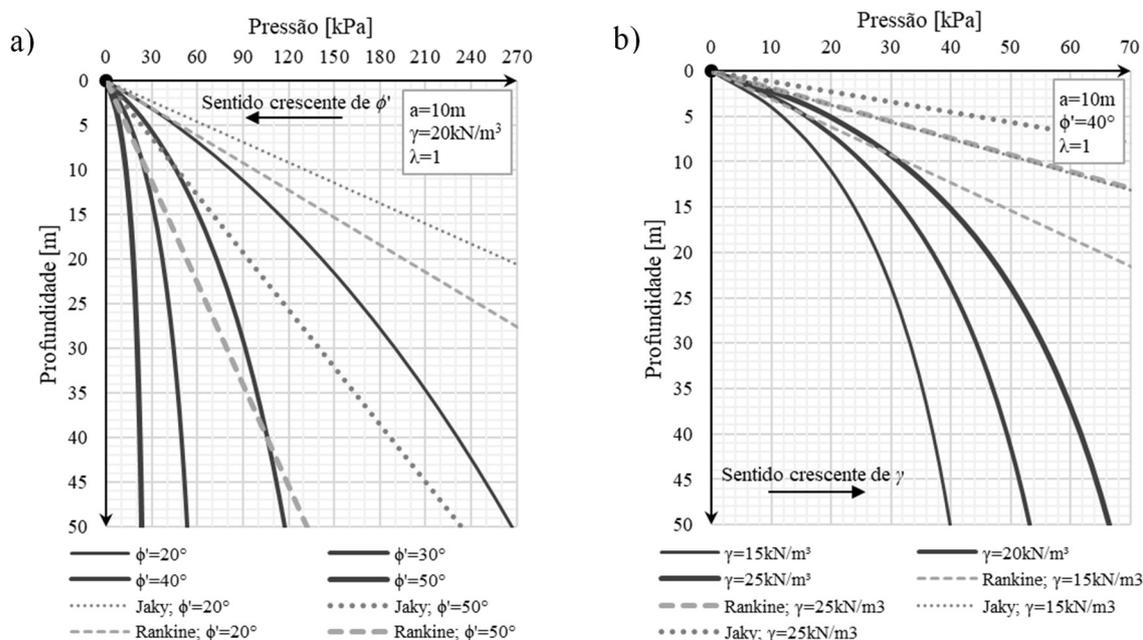


Figura 3.2 – Aplicação de Terzaghi (1943): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de ϕ' ; b) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de γ .

Na Figura 3.3 apresenta-se a influência do raio do poço no valor da pressão calculada. Pela análise da figura pode concluir-se que, quanto maior for o raio, maior é a pressão atuante sobre o suporte. Tal pode ser justificado pelo facto de que, quanto maior for o raio, mais próximo se está de um estado plano de deformação e consequentemente, o efeito de arco no plano transversal deixa de ser tão relevante. Verifica-se inclusivamente que para raios superiores a 70m a pressão estimada é superior à determinada usando Rankine. Na Figura 3.3b) pode observar-se o aumento da pressão com o raio do poço para uma profundidade constante de 25m, verificando-se que esta aparenta tender a estabilizar embora para valores irrealistas do raio. Do exposto, depreende-se que existe claramente um raio (cerca de 70m) a partir do qual não é

aceitável utilizar esta teoria que assume um estado de tensão axissimétrico, sendo mais fiável a utilização das teorias clássicas que assumem um estado plano de deformação.

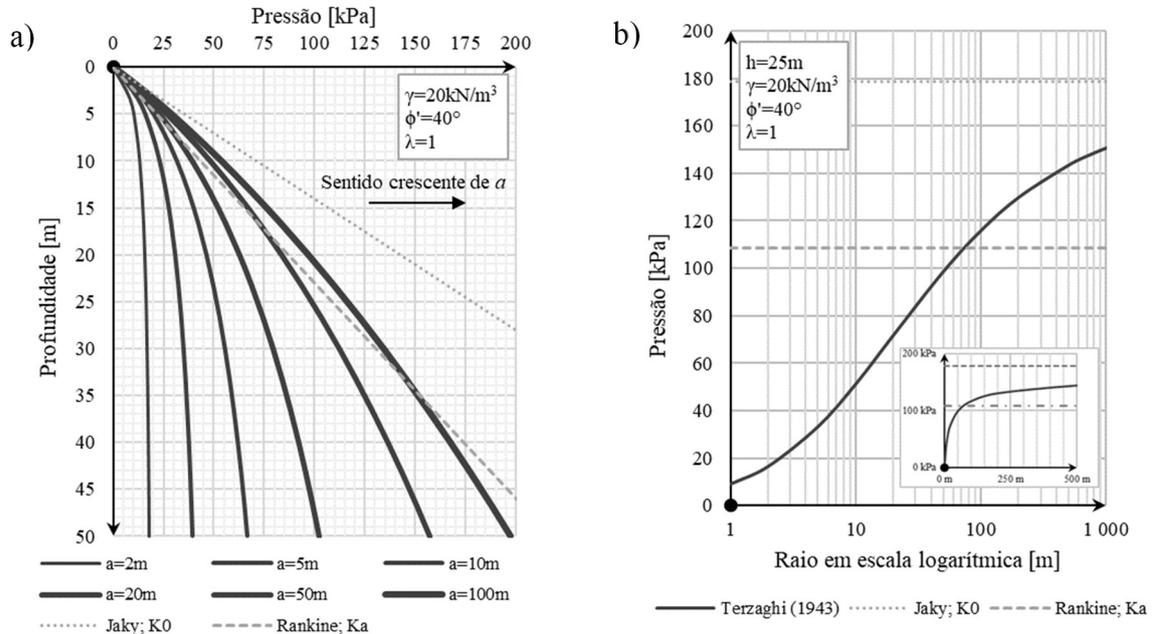


Figura 3.3 – Aplicação de Terzaghi (1943): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do raio; b) Variação da pressão em função do raio a 25m de profundidade.

3.3 Berezantzev (1958)

A solução analítica proposta por Berezantzev em 1958 é, provavelmente, a mais utilizada para determinar a pressão atuante em poços cilíndricos (Pedro, 2013). Esta consiste numa adaptação do método das linhas de cedência, considerando uma cunha cónica em iminência de rotura envolvendo um poço circular, de profundidade infinita, paramento vertical e superfície do terreno plana e horizontal (Figura 3.4). Este método tem como principal vantagem, em relação ao de Terzaghi (1943), o facto de permitir a consideração de sobrecarga à superfície e a inclusão da coesão. Contudo, à semelhança do anterior, considera que a tensão circunferencial é igual à vertical, ou seja, $\lambda=1$. De modo a simplificar a derivação da expressão, as linhas de cedência foram aproximadas a retas e as equações diferenciais estabelecidas, resolvidas com recurso ao método de Sokolovski (Tobar & Meguid, 2010). A determinação da pressão ativa exercida pelo maciço sobre o suporte cilíndrico é feita por meio da equação (3.8). Os coeficientes de impulso ativo referentes ao peso próprio (K_{ay}), à coesão (K_{ac}) e à sobrecarga (K_{aq}) provêm das equações (3.9) a (3.11) e as variáveis η e r_b necessárias ao seu cálculo resultam das expressões (3.12) e (3.13).

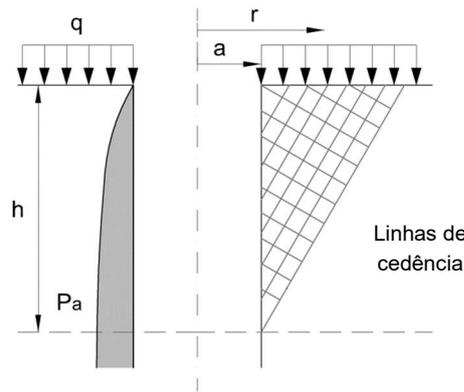


Figura 3.4 – Ilustração das considerações adotadas por Berezantzev (1958)(adaptado de Pedro (2013)).

$$P_a = K_{ay} \cdot \gamma \cdot h + K_{ac} \cdot c' + K_{aq} \cdot q \quad (3.8)$$

$$K_{ay} = \frac{\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{\eta - 1} \cdot \left(\frac{a}{h} - \frac{a}{h \cdot r_b^{(\eta-1)}}\right) \quad (3.9)$$

$$K_{ac} = \left(\frac{1 - \lambda + \eta}{\eta} - \frac{1}{r_b^\eta} \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right) \cdot \frac{1}{\tan(\phi)} \quad (3.10)$$

$$K_{aq} = \frac{1}{r_b^\eta} \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.11)$$

Com:

$$\eta = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 1 \quad (3.12)$$

$$r_b = 1 + \frac{h}{a} \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.13)$$

Da mesma forma como foi efetuado para a solução de Terzaghi (1943) o método de Berezantzev (1958) foi aplicado ao caso de referência, a partir do qual se fizeram variar parâmetros isoladamente, dando origem aos resultados que se expõem graficamente na Figura 3.5 e na Figura 3.6. Pode observar-se na Figura 3.5a) que, tal como nos resultados provenientes da solução analítica de Terzaghi (1943), a um maior ângulo de resistência ao corte corresponde menores pressões atuantes, verificando-se igualmente a sua tendência para estabilizarem em profundidade. Também neste caso a expressão conduz a valores sempre inferiores aos obtidos pela teoria de Rankine. A Figura 3.5b), que traduz a influência do peso volúmico, conduz a resultados qualitativamente similares aos obtidos com Terzaghi (1943). É no entanto interessante constatar, que para os mesmos parâmetros, a expressão de Berezantzev (1958) estima pressões máximas consideravelmente inferiores (em cerca de 40%) às obtidas pelo método de Terzaghi (1943).

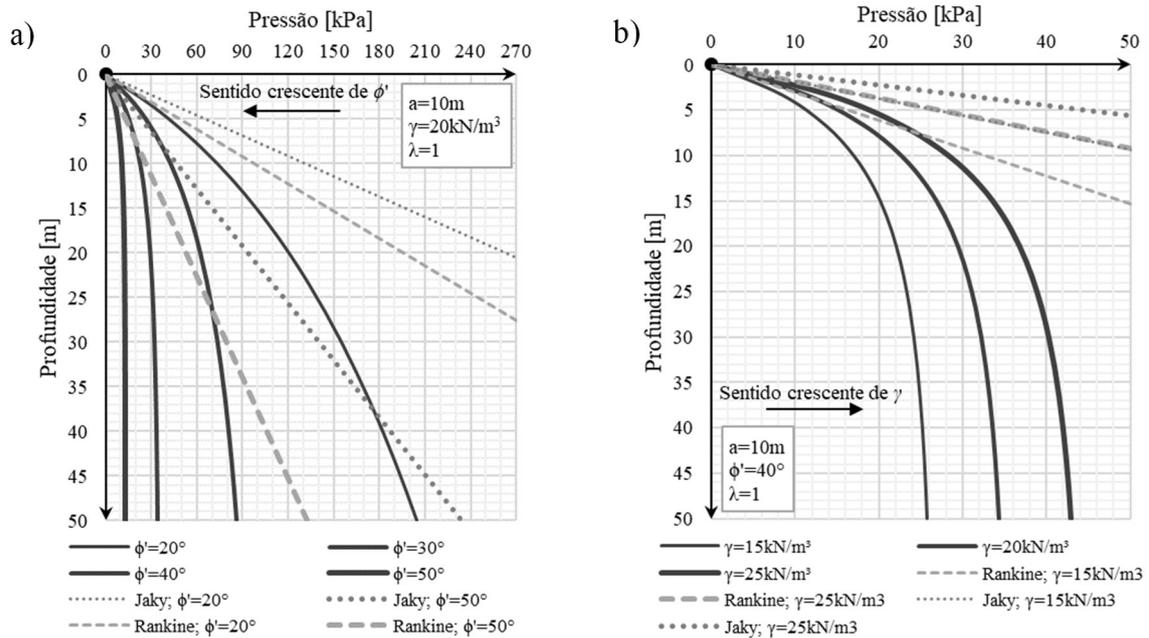


Figura 3.5 – Aplicação de Berezantzev (1958): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de ϕ' ; b) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de γ .

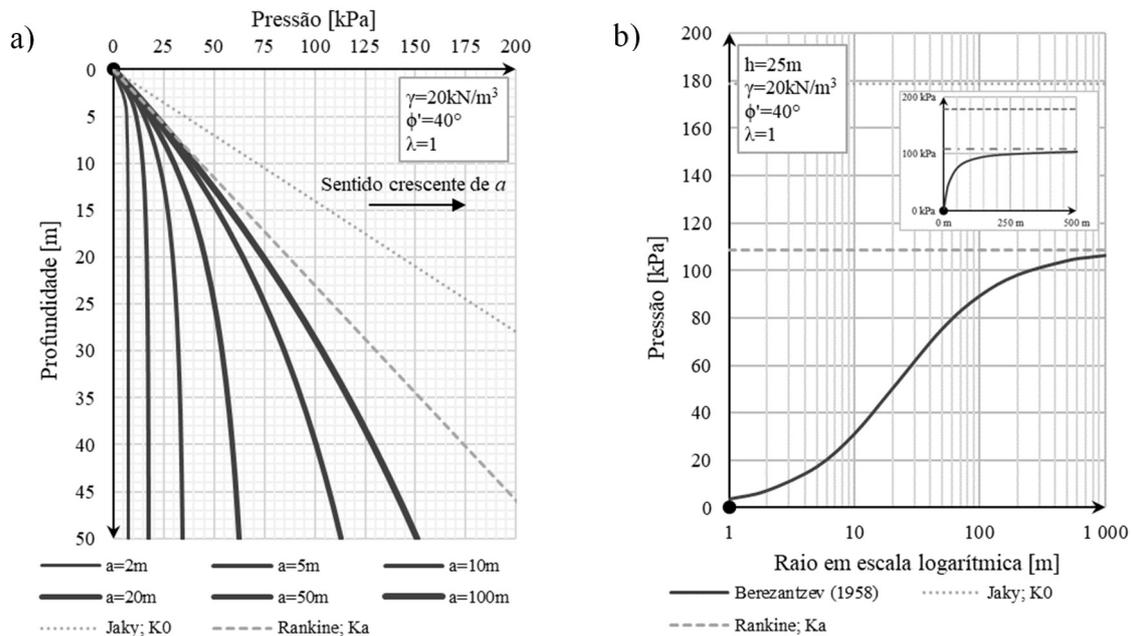


Figura 3.6 – Aplicação de Berezantzev (1958): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do raio; b) Variação da pressão em função do raio a 25m de profundidade.

Quanto à influência da variação do raio (Figura 3.6), o progressivo aumento do mesmo conduz a resultados cada vez mais próximos da teoria de Rankine, tal como seria expectável, já que o estado axissimétrico deixa de fazer sentido, tornando-se mais válido considerar um estado plano de deformação. No entanto, deve realçar-se que, de acordo com esta teoria, mesmo para valores

de raios irrealistas (Figura 3.6b)) o valor de Rankine nunca é atingido. Assim, pode concluir-se que, mesmo para grandes raios considerados, a solução de Berezantzev (1958) não conduz a valores irrealistas como os alcançados com Terzaghi (1943).

3.4 Prater (1977)

A solução analítica proposta por Prater (1977) adapta a teoria de Coulomb para condições axissimétricas, adotando uma superfície de rotura cônica semelhante à definida por Berezantzev (1958) e assumindo, igualmente, Mohr-Coulomb como critério de rotura para o solo. Prater (1977) defende, face às soluções anteriores, a importância da relação λ , que segundo o próprio, não deve ser tomada por unitária, mas sim um valor pertencente ao intervalo entre K_a e K_0 , conforme definidos por Rankine (1857) e Jaky (1944), respetivamente. Contudo, Cheng et al. (2008) refutam a proposta de Prater (1977) e, com base nos seus resultados, recomendam a adoção de valores de λ incluídos no intervalo entre K_0 e 1. A formulação deste método introduziu uma nova força radial centrífuga F e uma força circunferencial T (Figura 3.7), a qual depende do coeficiente λ , sendo nula à superfície e crescendo significativamente em profundidade. Os resultados decorrentes da aplicação deste método a solos não coesivos estimam que, a partir de determinada profundidade, a pressão requerida para a estabilidade do poço é nula (Figura 3.8 e Figura 3.9). Wong & Kaiser (1988) consideram este resultado pouco credível e que tal incorreção decorre do facto de esta solução não prever uma limitação para o valor de T , que tende irrealisticamente para infinito com o aumento da profundidade. Por conseguinte, esta solução é considerada por Wong & Kaiser (1988) como demasiado conservativa a baixas profundidades e não conservativa para profundidades superiores. No entanto, para aplicação em projeto, Prater (1977) recomenda que se deve utilizar, não o diagrama de pressões obtido, mas sim o valor da pressão máxima resultante do seu método (Tobar & Meguid, 2010).

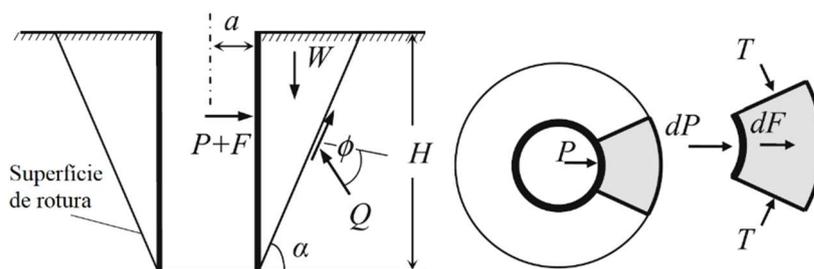


Figura 3.7 – Ilustração das considerações adotadas por Prater (1977) (adaptado de Tobar & Meguid (2010)).

A expressão proposta por Prater (1977) apenas inclui a primeira parcela da equação (3.1) (expressão (3.14)), sendo que, a derivação neste método não permite a inclusão de solos coesivos nem a existência de sobrecargas à superfície. O estabelecimento do perfil de pressões

em profundidade, decorrente desta solução, tem por base o cálculo do ângulo entre a base da cunha de rotura e a horizontal (α), que se obtém através da resolução da equação (3.16) para cada profundidade (h) e a partir do qual é possível determinar $K_{a\gamma}$ ((3.15)).

$$P_a = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot h \quad (3.14)$$

$$K_{a\gamma} = \frac{\tan(\alpha - \phi)}{\tan(\alpha)} + \frac{h}{2 \cdot \tan(\alpha)} \cdot \left(\frac{\tan(\alpha - \phi)}{\tan(\alpha)} - \lambda \right) \quad (3.15)$$

Com:

$$\frac{h}{a} = \frac{3 \cdot \left(\frac{\sin(2 \cdot \alpha)}{\sin(2 \cdot (\alpha - \phi))} - 1 \right)}{\left(2 - \frac{\sin(2 \cdot \alpha)}{\sin(2 \cdot (\alpha - \phi))} \right) \cdot \frac{1}{\tan(\alpha)} - \lambda \cdot \frac{1}{\tan(\alpha - \phi)}} \quad (3.16)$$

As Figuras 3.8 a 3.10 ilustram os resultados consequentes da aplicação da solução proposta por Prater (1977) quando se fazem variar isoladamente os parâmetros presentes na equação. Tal como nas soluções apresentadas anteriormente, a influência do ângulo de resistência ao corte (Figura 3.8a)) e do peso volúmico (Figura 3.8b)) traduzem-se num comportamento qualitativo semelhante. Consta-se que um menor ângulo de resistência ao corte se traduz numa maior pressão máxima, correspondendo igualmente à anulação teórica da pressão a uma maior profundidade. Por sua vez, a influência do peso volúmico apenas afeta o valor máximo da pressão, não tendo impacto sobre a profundidade à qual ocorrem, quer o valor máximo, quer a anulação teórica da mesma. A análise da Figura 3.9a) permite concluir que o raio do poço tem um efeito igual ao observado na teoria de Berezantzev (1958), com a pressão máxima a aumentar com o incremento do raio, embora nunca ultrapassando o valor de Rankine (Figura 3.9b)), determinado assumindo o estado plano de deformação. Também se constata que, quanto maior o raio, maior é a profundidade a que a pressão teoricamente se anula. Por último na Figura 3.10 apresenta-se a influência de serem adotados valores distintos para a relação λ . A figura mostra que a pressão máxima estimada por este método é inversamente proporcional ao coeficiente de pressão circunferencial-vertical, tendo-se menores pressões quando o $\lambda=1$. Estes resultados estão de acordo com o expectável uma vez que, quanto maior for λ , maior é o efeito de arco no plano horizontal e maior será a contribuição resistente do solo.

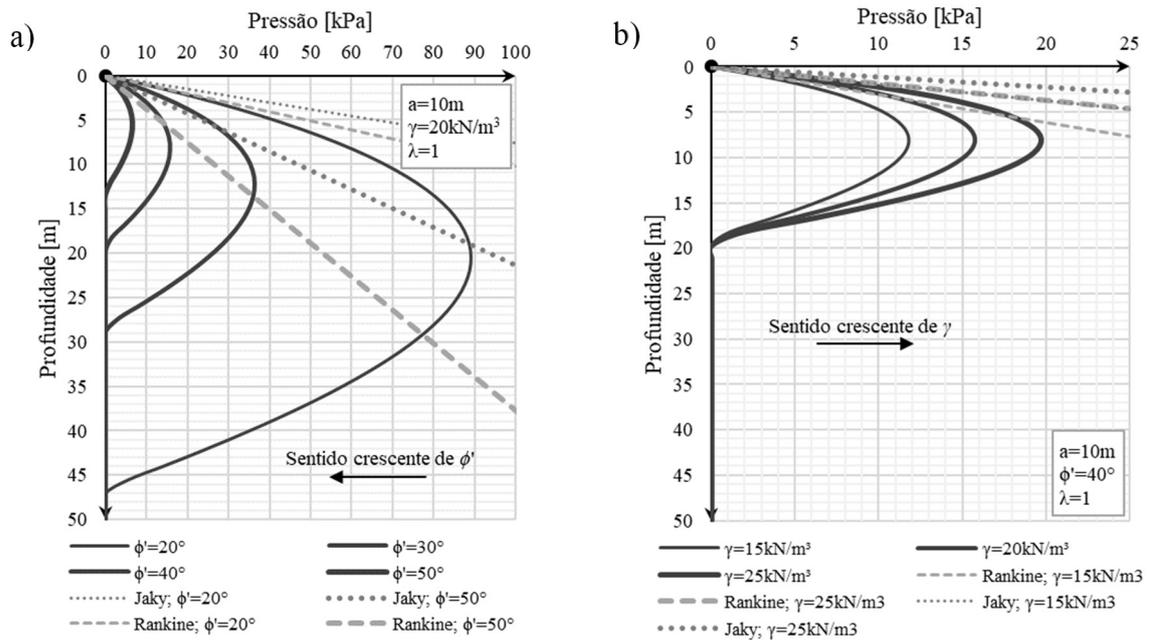


Figura 3.8 – Aplicação de Prater (1977): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de ϕ' ; b) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores de γ .

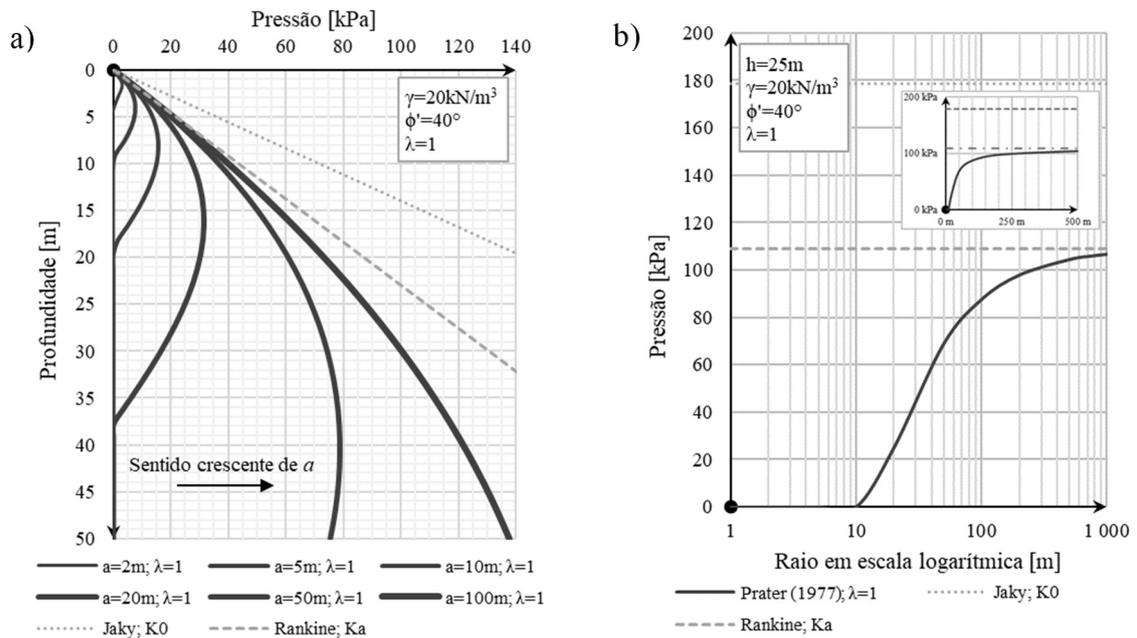


Figura 3.9 – Aplicação de Prater (1977): a) Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do raio; b) Variação da pressão em função do raio a 25m de profundidade.

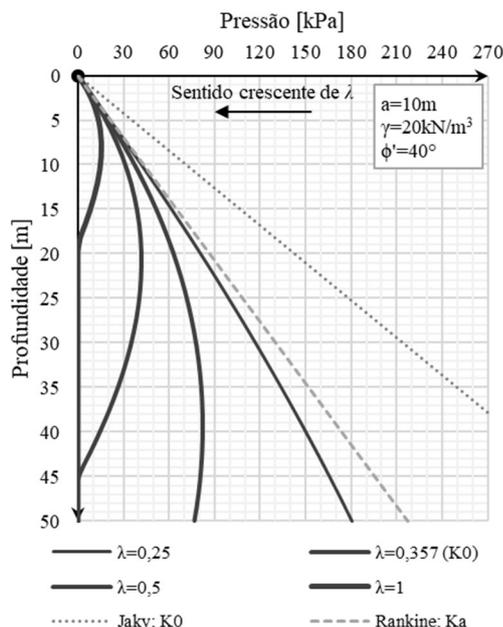


Figura 3.10 – Aplicação de Prater (1977): Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do coeficiente de tensão circunferencial-vertical (λ).

3.5 Cheng et al. (2008)

Cheng et al. (2008) desenvolveram uma solução para o cálculo de pressão ativa de terras em condições axissimétricas baseada na desenvolvida por Berezantzev 50 anos antes. Esta, é em tudo similar à precedente, no entanto, tem uma extensão que permite a possibilidade do coeficiente de tensão circunferencial-vertical poder ser diferente de 1. Apesar do reconhecimento da importância da relação entre a tensão radial e a vertical (K) as soluções apresentadas por estes autores não incluíram na sua formulação a possibilidade da variação deste parâmetro. Tendo por base estudos efetuados, Cheng et al. (2008) propõem a adoção de um intervalo de valores de λ compreendido entre K_0 e 1, sugerindo que em projeto seja utilizado um valor igual a K_0 pelo seu caráter mais conservativo. O cálculo das pressões baseado neste método apresenta resultados iguais ao proposto por Berezantzev (1958) quando se utiliza um λ igual a 1, havendo somente diferenças quando esta relação assume um valor diferente. A pressão ativa atuante pode ser calculada através da expressão geral (3.17), cujos coeficientes se obtêm das equações (3.18) a (3.20). Por serem idênticas, as considerações geométricas adotadas pelos autores, bem como o significado das variáveis utilizadas na aplicação desta solução, as mesmas podem ser consultadas na Figura 3.4, respeitante à solução proposta por Berezantzev (1958).

$$P_a = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot h + K_{ac} \cdot c' + K_{aq} \cdot q \quad (3.17)$$

$$K_{ay} = \frac{\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{\eta - 1} \cdot \left(\frac{a}{h} - \frac{a}{h \cdot r_b^{(\eta-1)}}\right) \quad (3.18)$$

$$K_{ac} = \left(\frac{1 - \lambda + \eta}{\eta} - \frac{\varepsilon}{r_b^\eta} \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right) \cdot \frac{1}{\tan(\phi)} \quad (3.19)$$

$$K_{aq} = \frac{1}{r_b^\eta} \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.20)$$

Com:

$$\eta = \lambda \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 1 \quad (3.21)$$

$$r_b = 1 + \left(\frac{h}{a}\right) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.22)$$

$$\varepsilon = (1 - \lambda) \cdot \eta^{-1} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 1 \quad (3.23)$$

Sendo este método igual ao de Berezantzev (1958) para $\lambda=1$, dispensa-se a apresentação das figuras referentes à influência do ângulo de resistência ao corte, do peso volúmico e do raio, uma vez que estas são iguais às curvas apresentadas na Figura 3.5 e na Figura 3.6, respetivamente. Assim, apresenta-se somente na Figura 3.11 a influência do rácio entre as pressões circunferencial e vertical, à semelhança do efetuado para a solução de Prater, 1977.

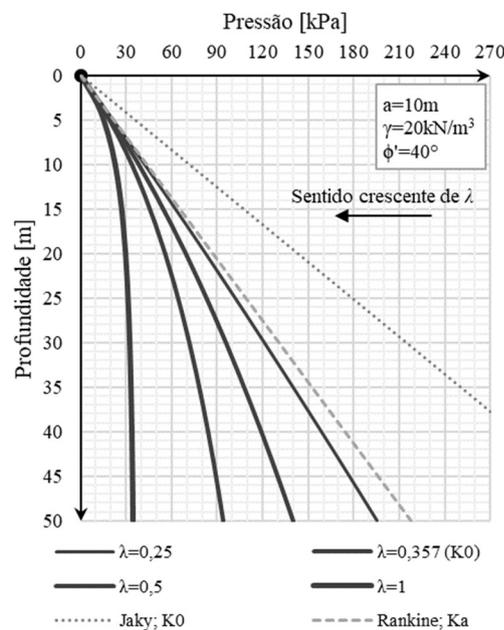


Figura 3.11 – Aplicação de Cheng et al. (2008): Variação da pressão em profundidade para diferentes valores do coeficiente de tensão circunferencial-vertical (λ).

Tal como observado anteriormente a solução de Cheng et al. (2008) também estima menores pressões atuantes quando o valor de λ aumenta, devido ao maior efeito do arco no plano horizontal.

3.6 Liu et al. (2009)

Liu et al. (2009) desenvolveram igualmente uma solução analítica tendo por base a proposta por Berezantzev (1958). Os seus desenvolvimentos permitiram incluir na expressão diversos novos parâmetros como o declive do terraplino (ε), a inclinação da parede de contenção (β) e o ângulo de atrito na interface solo-suporte (δ) (Figura 3.12). Contudo, esta solução embora mais generalista, assume que o coeficiente de tensão circunferencial-vertical é fixo e unitário ($\lambda=1$). A inclusão de três novos parâmetros e o facto da conjugação de ε e β poder conduzir a dois modos diferentes de rotura (que derivam em dois casos de aplicação) (Figura 3.13), acarreta uma complexidade adicional ao cálculo como se pode verificar pela extensão do formulário que o compõe (expressões (3.24) a (3.50)).

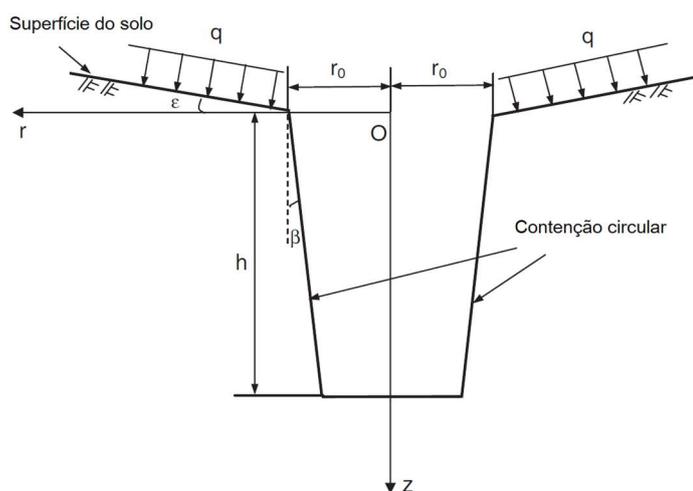


Figura 3.12 – Ilustração das considerações adotadas por Liu et al. (2009) (adaptado de Liu et al. (2009)).

A expressão geral para o cálculo de pressões atuantes sobre um poço cilíndrico ou troncocónico inerente a este método (expressão (3.24)) é idêntica à utilizada por Berezantzev (1958) e Cheng et al. (2008), a qual inclui as parcelas respeitantes à coesão (c') e à sobrecarga atuante à superfície (q), para além da referente ao peso volúmico. O cálculo dos respetivos coeficientes de impulso ativos depende do modo de rotura, sendo este identificado pela comparação entre os fatores ψ_A (expressão (3.25)) e ψ_D (expressão (3.26)). Desta forma o Caso 1 ocorre quando $\psi_A \leq \psi_D$, devendo utilizar-se no cálculo dos coeficientes as equações (3.27) a (3.29). Se, pelo contrário, $\psi_A > \psi_D$, então é aplicado o Caso 2 e os coeficientes são obtidos pelas expressões

(3.30) a (3.32). Em alternativa, Liu et al. (2009) apresentam tabelas com valores pré-calculados, de onde os coeficientes de impulso ativo podem ser extrapolados.

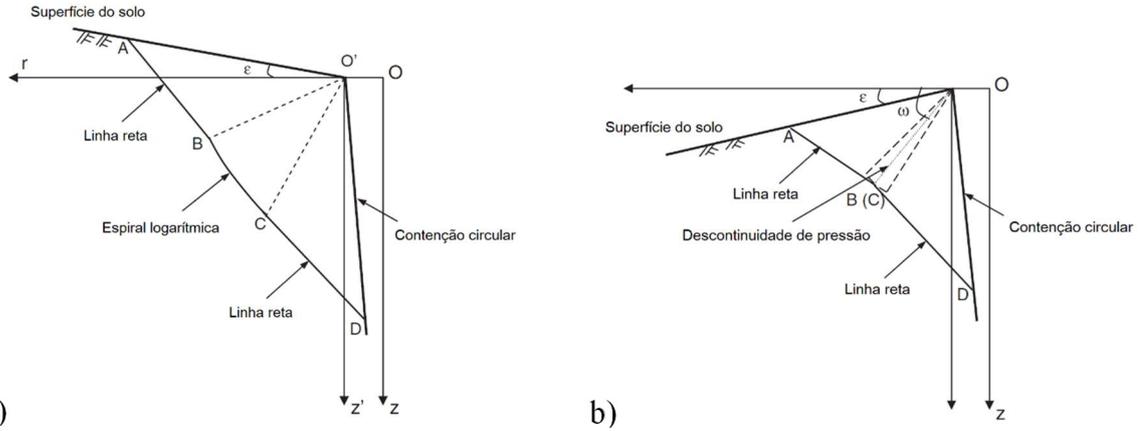


Figura 3.13 – Mecanismos de rotura assumidos por Liu et al. (2009) (adaptado de Liu et al. (2009)): a) Caso 1; b) Caso 2.

$$p_a = K_{ay} \cdot \gamma \cdot h + K_{ac} \cdot c' + K_{aq} \cdot q \quad (3.24)$$

$$\psi_A = \frac{\pi}{2} + 2 \quad (3.25)$$

$$\psi_D = \frac{\pi}{2} + \beta - 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin \left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)} \right) \right) \quad (3.26)$$

Caso 1:

$$K_{ay} = \frac{f_4}{h} \cdot \left[\left(f_1 \cdot f_3 \cdot r_B \cdot \left(\left(\frac{r_B}{r_A} \right)^{\lambda-1} - 1 \right) + \frac{z_C - z_B}{1 + \sin(\phi)} \right) \cdot \left(\frac{r_D}{r_C} \right)^\kappa + f_2 \cdot r_D \cdot \left(\left(\frac{r_D}{r_C} \right)^{\kappa-1} - 1 \right) \right] \quad (3.27)$$

$$K_{aq} = \frac{f_3 \cdot f_4}{1 + \sin(\phi)} \cdot \left(\frac{r_B}{r_A} \right)^\lambda \cdot \left(\frac{r_D}{r_C} \right)^\kappa \quad (3.28)$$

$$K_{ac} = \frac{K_{aq} - 1}{\tan(\phi)} \quad (3.29)$$

Caso 2:

$$K'_{ay} = \frac{f_4}{h} \cdot \left[\left(f_1 \cdot f_5 \cdot r'_B \cdot \left(\left(\frac{r'_B}{r'_A} \right)^{\lambda-1} - 1 \right) \right) \cdot \left(\frac{r_D}{r'_B} \right)^\kappa + f_2 \cdot r_D \cdot \left(\left(\frac{r_D}{r'_B} \right)^{\kappa-1} - 1 \right) \right] \quad (3.30)$$

$$K'_{aq} = \frac{f_4 \cdot f_5}{1 + \sin(\phi)} \cdot \left(\frac{r'_B}{r'_A} \right)^\lambda \cdot \left(\frac{r_D}{r'_B} \right)^\kappa \quad (3.31)$$

$$K'_{ac} = \frac{K'_{aq} - 1}{\tan(\phi)} \quad (3.32)$$

em que:

$$f_1 = \frac{\sin(\varepsilon - \mu)}{(\lambda - 1) \cdot \sin(\varepsilon + \mu) \cdot \cos(\phi)} \quad (3.33)$$

$$f_2 = \frac{\sin(m - \mu)}{(\kappa - 1) \cdot \sin(m + \mu) \cdot \cos(\phi)} \quad (3.34)$$

$$f_3 = e^{2 \cdot (\psi_A - \psi_D) \cdot \tan(\phi)} \quad (3.35)$$

$$f_4 = 1 - \sin(\phi) \cdot \cos\left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right) \quad (3.36)$$

$$f_5 = \frac{\sin(2 \cdot (\psi_A - \omega))}{\sin(2 \cdot (\psi_D - \omega))} \quad (3.37)$$

$$r_A = a + h \cdot \frac{\cos(\varepsilon) \cdot \cos\left(\phi + \mu + 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)}{\cos(\mu) \cdot \cos(\beta)} \quad (3.38)$$

$$r'_A = a + h \cdot \frac{\cos(\varepsilon) \cdot \sin(\psi_A + \mu - \omega)}{\cos(\beta) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot e^{(\psi_A - \psi_D) \cdot \tan\left(\frac{\phi}{2}\right)}$$

$$\frac{\sin\left(\mu - 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)}{\cos\left(\mu + \beta - \omega - 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)} \quad (3.39)$$

$$r_B = a + h \cdot \frac{\cos(\psi_A - \mu)}{\cos(\beta)} \cdot \frac{\cos\left(\phi + \mu + 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)}{\cos(\phi)} \cdot e^{(\psi_A - \psi_D) \cdot \tan\left(\frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.40)$$

$$r'_B = a + h \cdot \frac{\cos(\omega)}{\cos(\beta)} \cdot \frac{\sin\left(\mu - 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)}{\cos\left(\mu + \beta - \omega - 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)} \quad (3.41)$$

$$r_C = a + h \cdot \frac{\cos(\psi_D - \mu)}{\cos(\beta)} \cdot \frac{\cos\left(\phi + \mu + 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right)\right)}{\cos(\phi)} \quad (3.42)$$

$$r_D = a - h \cdot \tan(\beta) \quad (3.43)$$

$$z_B = (r_B - a) \cdot \tan(\psi_A - \mu) \quad (3.44)$$

$$z_C = (r_C - a) \cdot \tan(\psi_D - \mu) \quad (3.45)$$

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (3.46)$$

$$\lambda = \left(1 - \frac{\sin(\varepsilon - \mu)}{\sin(\varepsilon + \mu)}\right) \cdot \tan(\phi) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.47)$$

$$m = \beta - 0.5 \cdot \left(\delta - \arcsin\left(\frac{\sin(\delta)}{\sin(\phi)}\right)\right) \quad (3.48)$$

$$\kappa = \left(1 - \frac{\sin(m - \mu)}{\sin(m + \mu)}\right) \cdot \tan(\phi) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.49)$$

$$\omega = 0.5 \cdot (\psi_A + \psi_D - \arccos(\sin(\phi) \cdot \cos(\psi_D - \psi_A))) \quad (3.50)$$

Tal como no caso da solução proposta por Cheng et al. (2008), também a de Liu et al. (2009) é igual à de Berezantzev (1958) quando o coeficiente de tensão vertical-circunferencial é igual a 1 e o ângulo de atrito na interface solo-suporte é igual a 0° . Assim, também neste caso, a Figura 3.5 e a Figura 3.6 reproduzem o efeito da influência do ângulo de resistência ao corte, do peso volúmico e do raio do poço.

Na Figura 3.14 apresenta-se o efeito da variação do ângulo de atrito na interface solo-suporte. Para efetuar a comparação com as soluções clássicas que assumem estado plano de deformação considerou-se neste caso a teoria de Coulomb, uma vez que esta permite a consideração do ângulo de atrito na interface solo-suporte (δ), do declive do terraplano (ε) e da inclinação da parede de contenção (β), conseguindo-se assim uma comparação mais adequada face aos parâmetros existentes no método de Liu et al. (2009). Os resultados obtidos mostram um comportamento estranho verificando-se uma redução da pressão com o aumento de δ até um valor próximo de $\phi'/2$, a partir do qual a pressão aumenta de forma acentuada com o incremento de δ . Tendo em consideração que a existência de atrito na interface solo-suporte permite a mobilização de tensões tangenciais nessa interface com a consequente diminuição do impulso radial atuante sobre o poço, os resultados obtidos para δ superior a $\phi'/2$ podem ser considerados estranhos e algo irrealistas, devendo ter-se prudência na sua utilização. Deve referir-se que Liu et al. (2009) apenas apresentam tabelas de coeficientes de impulso ativo para uma gama de valores de δ entre 0° e $2\phi'/3$, o que poderá sugerir que os próprios autores possam ter considerado os resultados para $\delta \in]2 \cdot \phi'/3; \phi']$ pouco coerentes.

Quanto à variação das propriedades geométricas, ε e β , os resultados obtidos podem ser observados na Figura 3.15. Verifica-se que quando o poço estreita em profundidade (Figura 3.15a)), β positivo, a variação de pressões altera-se significativamente verificando-se uma inversão da concavidade do diagrama de pressões não havendo estabilização em profundidade.

Estes resultados também se podem considerar estranhos, sobretudo, porque a componente vertical do peso do solo não atua diretamente sobre o suporte, uma vez que se encontra em posição inferior ao mesmo. Ainda assim, e de acordo com os resultados da Figura 3.6 verifica-se que a diminuição do diâmetro corresponde a uma maior pressão o que parece ser uma contradição com os resultados obtidos. Por sua vez o efeito da inclinação do terrapleno (Figura 3.15b)) é o expectável uma vez que as pressões, especialmente na proximidade da superfície, tendem a aumentar com o aumento da inclinação do terrapleno, ε negativo segundo a convenção de Liu et al. (2009), e a diminuir quando o ângulo é positivo. Estes resultados encontram-se em total concordância com os valores obtidos pela teoria de Coulomb, na qual o impulso cresce com o aumento do ângulo ε (β , segundo Coulomb) em relação à horizontal, traduzindo o maior peso de solo atuante sobre o suporte.

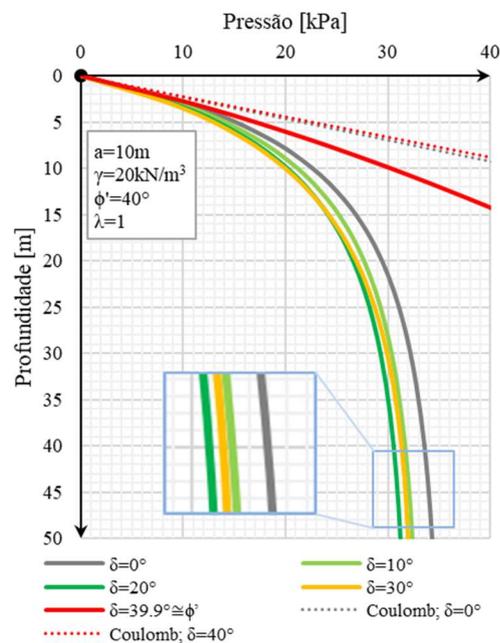


Figura 3.14 – Aplicação de Liu et al. (2009):Variação da pressão em profundidade para diferentes condições de atrito solo-suporte.

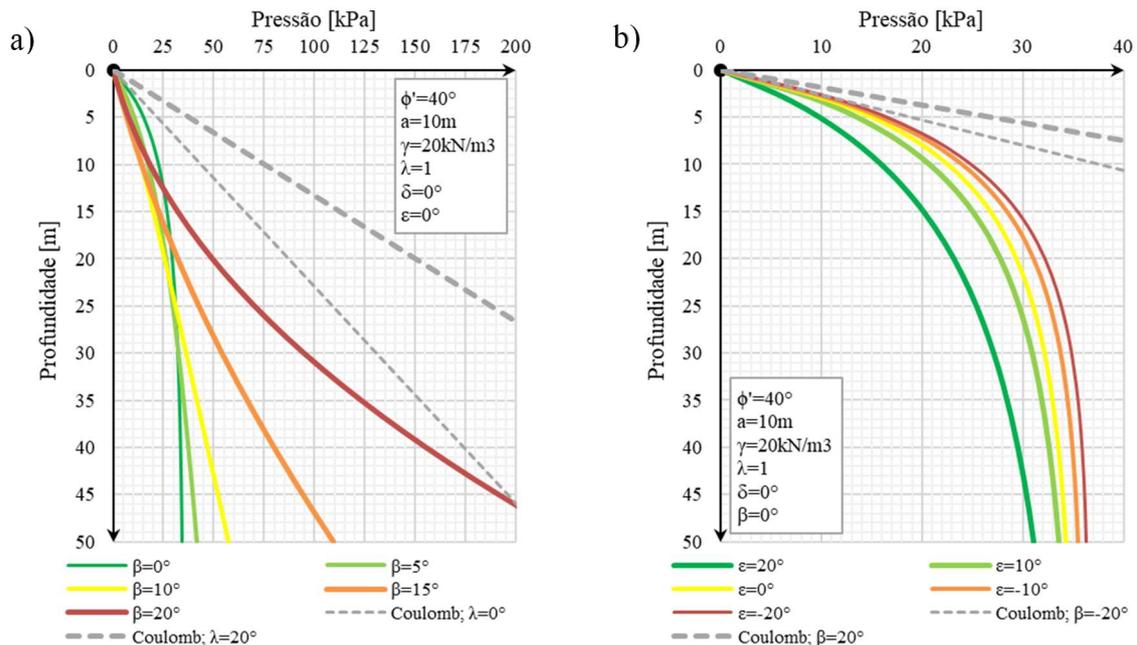


Figura 3.15 – Aplicação de Liu et al. (2009) - Variação da pressão em profundidade para diferentes condições geométricas: a) Inclinação do suporte; b) Inclinação do terrapleno.

3.7 Comparação entre os diferentes métodos

De forma a facilitar a comparação entre as diversas soluções analíticas anteriormente abordadas, apresentam-se na Figura 3.16 os resultados obtidos para casos diretamente comparáveis. Para facilitar a interpretação a pressão atuante ($p_a/\gamma \cdot a$), bem como, a altura (h/a) foram normalizadas. Em todos os casos foi considerado um poço cilíndrico de eixo e suporte verticais, terrapleno horizontal, inexistência de sobrecarga à superfície, construído num maciço não coesivo com um ângulo de resistência ao corte de 40° . Para as soluções de Prater (1977) e Cheng et al. (2008) encontram-se representados diagramas de pressões correspondentes a λ igual a K_0 e a 1. Por sua vez, para as soluções de Terzaghi (1943), Berezantzev (1958) e Liu et al. (2009), devido às suas limitações, apenas se representam as curvas de pressão respeitantes a $\lambda = 1$. Uma vez que Liu et al. (2009) permite a consideração da resistência da interface entre o maciço e o suporte, apresentam-se os resultados obtidos para $\delta = 20^\circ$ e para $\delta = 0^\circ$, por este ser o valor que permite comparação entre todas as soluções. Apresentam-se ainda as retas que definem a pressão em repouso e a pressão ativa com base nos coeficientes de impulso propostos por Jaky (1944) e Rankine (1857) para um estado plano de deformação.

Todas as estimativas, excetuando as obtidas por Prater (1977) pelas razões descritas anteriormente, tendem a estabilizar com o aumento da profundidade, incluindo Cheng et al. (2008) com $\lambda = K_0$, embora o resultado ilustrado na figura não o aparente devido à truncagem do eixo. Conforme referido anteriormente Berezantzev (1958), Cheng et al. (2008) e Liu et al.

(2009) (com $\delta=0^\circ$) apresentam resultados iguais quando $\lambda=1$. Para este mesmo valor a pressão obtida por Terzaghi (1943), embora apresente uma curva de comportamento semelhante, estima uma pressão máxima atuante bastante superior (cerca de 70%). Por sua vez, a aplicação do método de Prater (1977), nas mesmas condições, estima uma pressão máxima muito menor e apenas a atuar até uma altura de sensivelmente duas vezes o raio. A redução de λ para um valor igual a K_0 faz com que a pressão estimada aumente consideravelmente quer no método de Prater (1977) quer na solução de Cheng et al. (2008). Ainda assim, a pressão observada em ambas as soluções, é inferior à obtida por Rankine considerando um estado plano de deformação. Quanto à consideração da resistência na interface solo-suporte, verifica-se que existe uma ligeira diminuição no valor da pressão, embora relativamente a este aspeto existam as ressalvas identificadas atrás aquando da descrição do método de Liu et al. (2009). Do exposto, pode concluir-se que as soluções de Berezantzev (1958) e Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$ parecem reproduzir mais fielmente as pressões atuantes num poço cilíndrico, dado que as restantes soluções apresentam algumas contradições, conforme detalhado nos pontos anteriores.

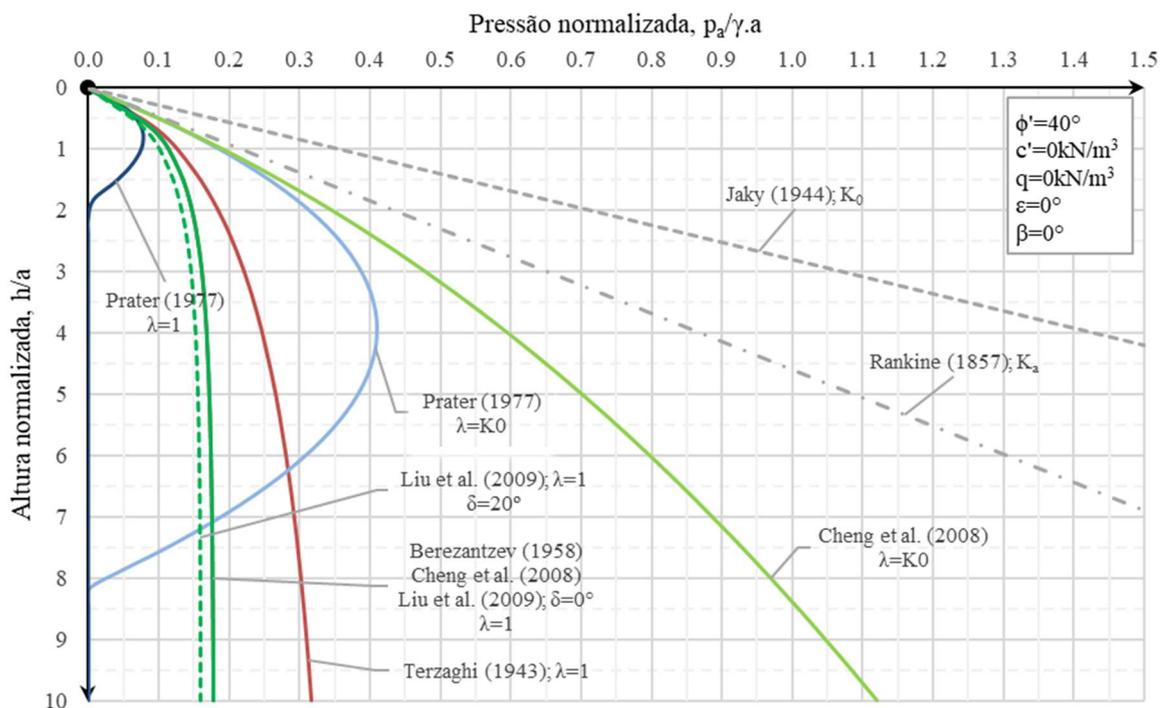


Figura 3.16 – Representação das soluções analíticas abordadas para efeitos de comparação.

4 MODELOS FÍSICOS

4.1 Introdução

O comportamento de poços circulares foi também alvo de estudo por vários autores com recurso a modelos físicos, em que foram utilizados, desde simples modelos a escala reduzida, a ensaios de centrífuga de carácter mais complexo ou mesmo, testes em escala real (Kim et al., 2013). O foco principal destes estudos direccionou-se para a análise das pressões horizontais atuantes sobre o suporte e a sua distribuição em profundidade, embora outros aspetos tenham sido igualmente examinados, como a relação entre os deslocamentos do suporte e a variação das pressões, os mecanismos de rotura e a zona afetada pela escavação deste tipo de estrutura e o padrão típico dos assentamentos à superfície.

Num modelo físico, a simulação da escavação do poço e da instalação do seu suporte podem ser conseguidos de três formas diferentes: cravação do suporte, estabilização temporária com recurso a um fluido sob pressão e contenção mecanicamente ajustável (Tobar & Meguid, 2010). A cravação do suporte (Figura 4.1b)) consiste em forçar a penetração, no solo de amostra, de uma contenção tubular com um anel de corte na extremidade, cuja ponteira tem uma dimensão superior à espessura da contenção fazendo com que exista, aquando da cravação, um vazio no tardo da contenção que procura simular de forma simplificada o movimento do maciço induzido pela construção do poço. Na estabilização temporária com fluido pressurizado (Figura 4.1c)), normalmente empregue em ensaios na centrífuga, o solo a ser escavado do interior do poço é simulado por um reservatório flexível preenchido com um líquido ou gás sob pressão, que é faseadamente despressurizado, replicando o processo de escavação. Por sua vez, a contenção mecanicamente ajustável (Figura 4.1a)), como o nome indica, consiste num sistema de suporte que se encontra ligado a um mecanismo que permite o movimento controlado da contenção, diminuindo o raio do poço, e assim simula o deslocamento do maciço durante a escavação. Naturalmente, estas três soluções apresentam limitações quer na forma como o processo construtivo quer o movimento tipicamente observado na construção do poço são simulados. O método da cravação do suporte, embora se possa assemelhar ao método construtivo *shaft sinking*, impõe um vazio no solo com dimensão constante em profundidade algo que dificilmente se observa em condições reais. Outra limitação deste método prende-se com a espessura do vazio criado no tardo do suporte, uma vez que dependendo da dimensão

deste as pressões de terra atuantes bem como os assentamentos verificados vão ser completamente distintos, sendo por isso necessário a fim de caracterizar devidamente o comportamento do poço realizar múltiplos ensaios com espessuras de vazios diferentes. A estabilização temporária com fluido pressurizado tem como principal desvantagem partir de um estado de tensão na zona de escavação do poço completamente alterado face ao real. Este método obriga a que a pressão em toda a zona a escavar seja isotrópica e aproximadamente constante em profundidade, condições que dificilmente se verificam aquando da escavação de um poço. Contudo, a possibilidade de ajuste da pressão do fluido para simular a escavação progressiva do poço permite que se consiga obter a evolução da pressão atuante bem como dos assentamentos em função do deslocamento radial do poço, conseguindo-se com um ensaio uma boa caracterização do comportamento global. Por último, a contenção mecanicamente ajustável, tem como limitação necessitar de um sistema complexo capaz de ajustar e reduzir continuamente o perímetro do poço, para além de também não conseguir reproduzir completamente o estado de tensão existente no solo antes da construção do poço. Todas estas metodologias partem do pressuposto que a escavação é feita em secção plena, sendo que as duas últimas assumem que o poço é escavado de forma integral em profundidade, condição que também dificilmente se verifica na realidade.

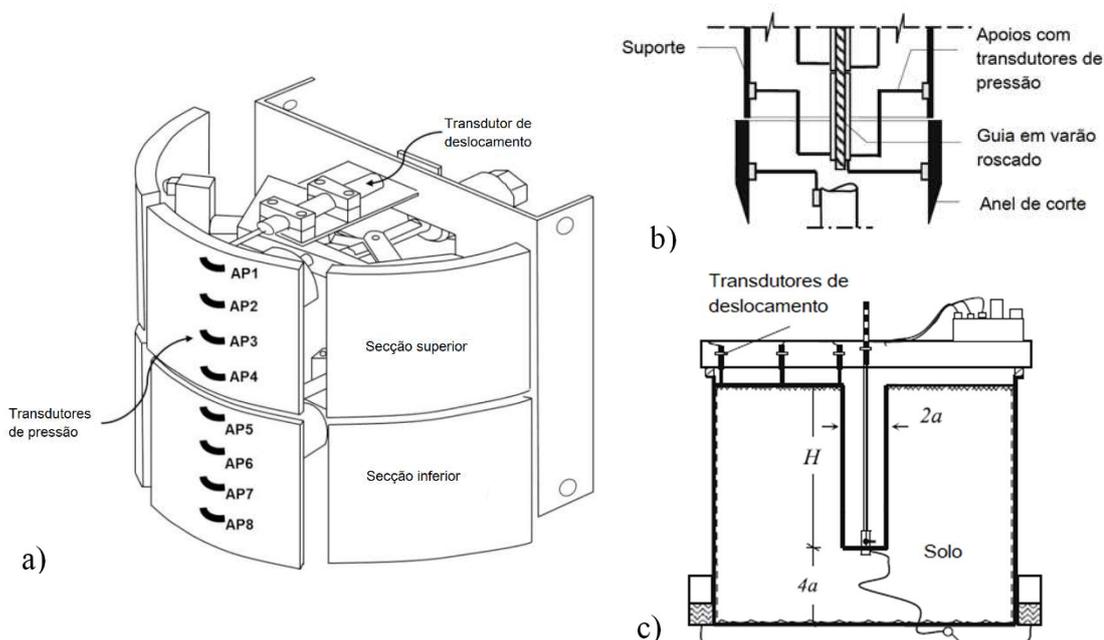


Figura 4.1 – Tipos de suporte em modelos físicos: a) Contenção mecanicamente ajustável (adaptado de Jeong et al. (2014)); b) Cravação do suporte (adaptado de Tobar & Meguid (2010)); c) Estabilização temporária com fluido sob pressão (adaptado de Tobar & Meguid (2010)).

Convém igualmente salientar que a utilização de modelos em escala reduzida tem como grande limitação o facto de serem efetuados em solos sujeitos a campos de tensões muito reduzidas quando comparadas com as verificadas na realidade. Esta limitação consegue ser ultrapassada

com recurso a uma centrífugadora sujeitando o modelo a campos de aceleração muito superiores ao gravítico, o que permite uma reprodução mais correta de fenómenos dependentes do peso próprio e da gravidade (Taylor, 2014). Naturalmente o recurso a este tipo de ensaios tem-se provado mais apropriado ao estudo do comportamento dos poços bem como à identificação de mecanismos de deformação e rotura.

As seguintes secções do presente capítulo são dedicadas à apresentação e análise dos resultados obtidos, por alguns autores, em modelos físicos, que pretenderam simular e estudar o comportamento de poços cilíndricos. O Quadro 4.1 apresenta um resumo das características dos modelos cujos resultados dos ensaios foram estudados.

Quadro 4.1 – Parâmetros dos modelos físicos analisados.

Autores		Fujii et al. (1994)	Ueno et al. (1996)	Hagiwara et al. (1998)	Imamura et al. (1999)	Chun & Shin (2006)	Tobar & Meguid (2011)
Ensaio		Centrifugadora	Centrifugadora	Centrifugadora	Centrifugadora	Esc. Reduzida	Esc. Reduzida
Amostra	Areia	Densa / Solta	Densa	Densa	Densa	Densa	Densa
	γ (kN/m ³)	14.90 / 13.43	16.0	15.2	15.2	16.4	14.7
	ϕ' (°)	42 / 34	40.5	42.0	42.0	41.6	41.0
Modelo	H (mm)	200	265	500 / 400	500	750	1000
	a (mm)	30	11; 18; 23.9	60 / 60	60	115; 150; 175	75
Protótipo	H (m)	20.0	-	30 / 20	50.0	-	-
	a (m)	3.0	-	3.6 / 3.0	6.0	-	-
Aceleração		100G	100G	60G	100G	-	-
Deslocamento ^{Max} S/H(%)		1.00	-	2.00	2.00	1.06	0.4

No total analisaram-se 6 estudos distintos, 4 realizados em centrífugadora e os restantes 2 em modelos à escala reduzida. A maioria dos autores optou por utilizar amostras de areia densa uma vez que estas são mais fáceis de preparar e de reproduzir com fiabilidade em múltiplos ensaios. Apenas Fujii et al (1994) efetuou testes utilizando areia num estado mais solto para precisamente avaliar o efeito da compactação no comportamento dos poços. A areia utilizada, embora diferente em alguns estudos, apresenta características similares sendo caracterizada por um peso volúmico entre 14.7 e 16.0kN/m³ e por um ângulo de resistência ao corte de 40.5 a 42°. As características geométricas dos poços são mais variáveis tendo sido analisadas diferentes alturas e espessuras, sendo naturalmente mais reais as correspondentes aos ensaios de centrífugadora (depois de introduzida a devida correção para o efeito de escala da aceleração). Relativamente ao mecanismo utilizado para simular a escavação verificou-se que, em quase todos os ensaios, foi utilizada a contenção mecanicamente ajustável, exceção feita a Ueno et al. (1996) em que foram utilizados vários modelos de suporte fixo com diferentes características. Nos ensaios com centrífugadora conseguiram-se alcançar deslocamentos radiais no poço substancialmente superiores atingindo-se valores máximos de 2% da altura em alguns estudos (Hagiwara et al, 1998; Imamura et al, 1999). Nestes estudos os autores procuraram avaliar a influência de diversos aspetos no comportamento dos poços tendo sido analisada a influência quer da já referida compactação do solo, quer das dimensões do poço (altura e raio), quer ainda das características do suporte (rígido e flexível) e da interface (lisa e rugosa). Para mais detalhes

acerca da modelação efetuada em cada um destes estudos recomenda-se a leitura das referências apresentadas.

4.2 Pressão horizontal no suporte

A relação entre o deslocamento do suporte e a pressão exercida sobre ele pelo maciço tem vindo a ser estudada por diversos autores. Walz (1973), simulou a escavação do poço utilizando a metodologia da cravação do suporte, e através da variação da dimensão do anel de corte e do correspondente vazio criado atrás do suporte, constatou que a magnitude do deslocamento do solo tinha influência direta no valor da pressão verificada, obtendo para um deslocamento nulo (dimensão do anel e do suporte igual) a pressão máxima no suporte e para deslocamentos superiores (existência de vazios) pressões significativamente menores. Chun & Shin (2006) e Tobar & Meguid (2011) (Figura 4.2) realizaram ensaios de escala reduzida com contenção mecanicamente ajustável e verificaram que existia uma redução considerável da pressão radial ao longo de toda a profundidade do poço quando contraíam o suporte, isto é, quando aumentavam o deslocamento radial do solo. Idêntico resultado foi obtido por outros autores em ensaios de centrífugadora conforme se pode constatar na Figura 4.3 onde se apresentam as curvas de pressão normalizadas obtidas por Hagiwara et al. (1998) e Imamura et al. (1999). Embora o comportamento observado seja similar em todos os casos existentes na bibliografia deve referir-se que não existe consenso entre os diversos autores relativamente à magnitude do deslocamento da contenção (S) necessário para se atingir o patamar de pressão ativa. Fujii et al. (1994) considera que apenas para deslocamentos superiores a $S \geq 1\%H$ é atingido o estado ativo enquanto que Imamura et al. (1999) sugere que basta um valor substancialmente inferior $S = 0,2\%H$ para se atingir tal condição. Por sua vez, baseando-se nos ensaios de escala reduzida Chun & Shin (2006) referem um deslocamento compreendido entre $0,6\%H < S < 1,8\%H$ enquanto que Tobar & Meguid (2011) referem que basta um deslocamento superior a $S \geq 0,2\%H$.

Nas figuras seguintes apresentam-se igualmente para referência os resultados da solução analítica de Cheng et al. (2008) (para $\lambda=1$ e $\lambda=K_0$) e as retas de impulso ativo (assumindo um estado plano de deformação) e de repouso. Os resultados obtidos quer em modelos à escala reduzida quer em centrífugadora que para um deslocamento nulo ($S=0\%H$) as curvas de pressão medidas se encontram muito próximas das retas definidas pela pressão em repouso (Jaky, 1944). Pode igualmente verificar-se que as curvas respeitantes aos maiores deslocamentos, isto é, curvas de pressão mínima apresentam uma boa concordância com os resultados da solução analítica de Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$, sendo que esta solução quando $\lambda=K_0$ sobrestima consideravelmente os resultados dos ensaios, não se parecendo adequar ao comportamento observado.

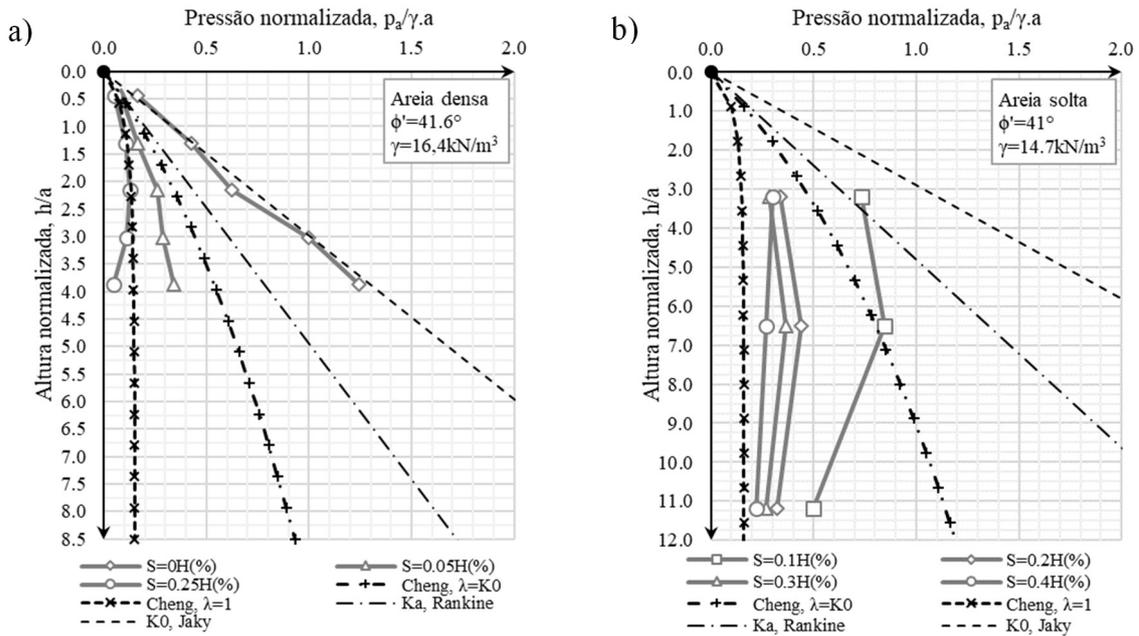


Figura 4.2 – Pressão horizontal no suporte em função da profundidade obtida em modelos de escala reduzida para diferentes deslocamentos do suporte. a) Chun & Shin (2006); b) Tobar & Meguid (2011).

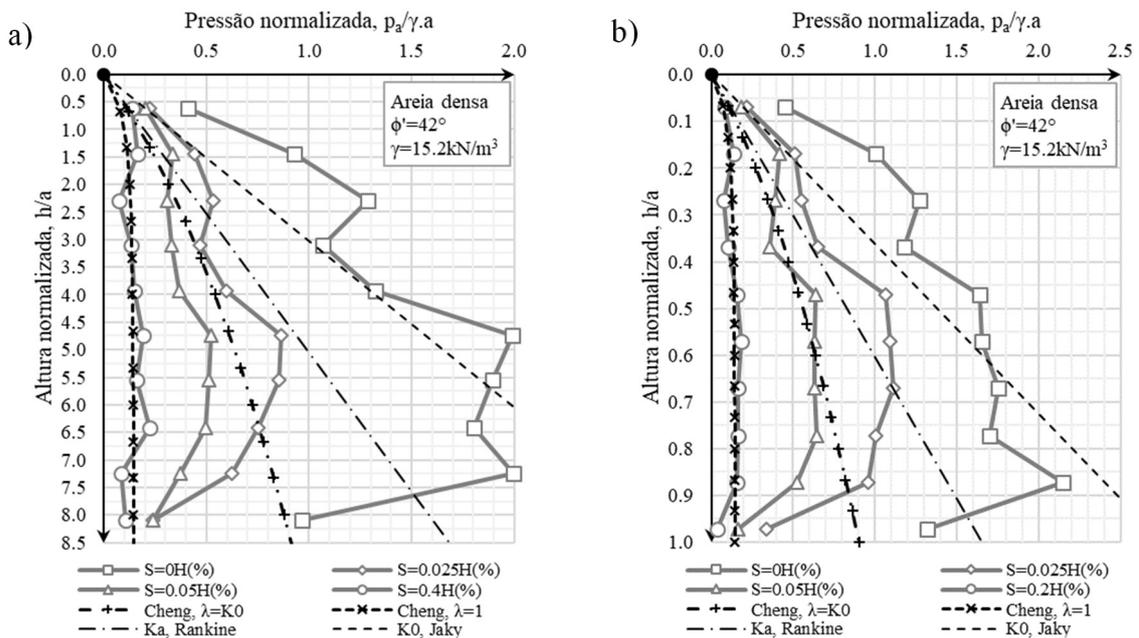


Figura 4.3 – Pressão horizontal no suporte em função da profundidade obtida em modelos de centrífugadora para diferentes deslocamentos do suporte. a) Hagiwara et al. (1998); b) Imamura et al. (1999).

Na Figura 4.4 apresenta-se para pontos localizados no suporte do poço a diferentes profundidades a variação de pressão normalizada (p/p_0) em função do deslocamento radial sofrido pelo suporte para o ensaio a escala reduzida realizado por Tobar & Meguid (2009) e

para o ensaio de centrífugadora efetuado por Imamura et al. (1999). A análise da figura permite constatar que em ambos os ensaios e para todas as profundidades analisadas que existe uma degradação superior a 80% da pressão inicial para o valor máximo do deslocamento imposto, sendo que para deslocamentos superiores a $0,20H$ a pressão tende a estabilizar. Verifica-se igualmente que para profundidades relativas semelhantes (h/H) os resultados obtidos por Tobar & Meguid (2009) e Imamura et al. (1999) são qualitativamente semelhantes embora se observe uma redução de pressão mais acentuada no modelo da centrífugadora. Assim, para um deslocamento de $0,1H$ verifica-se uma degradação de 89% na centrífugadora enquanto que no modelo físico apenas se observa um decréscimo de cerca de 71%. Contudo, quando se analisam os resultados obtidos para menores profundidades (apenas disponíveis em Imamura et al. (1999)) constata-se que o comportamento obtido é mais próximo do observado por Tobar & Meguid (2009). Estes resultados parecem indicar que a degradação da pressão com o deslocamento é mais rápida em profundidade embora o valor final atingido seja aproximadamente o mesmo. Do observado pode igualmente concluir-se que o estado limite ativo não é atingido para o mesmo nível de deslocamento ao longo da profundidade poço, sendo que apenas para $S \geq 0,2H$, tal como sugerido por Tobar & Meguid (2009), todo o solo parece atingir esta condição.

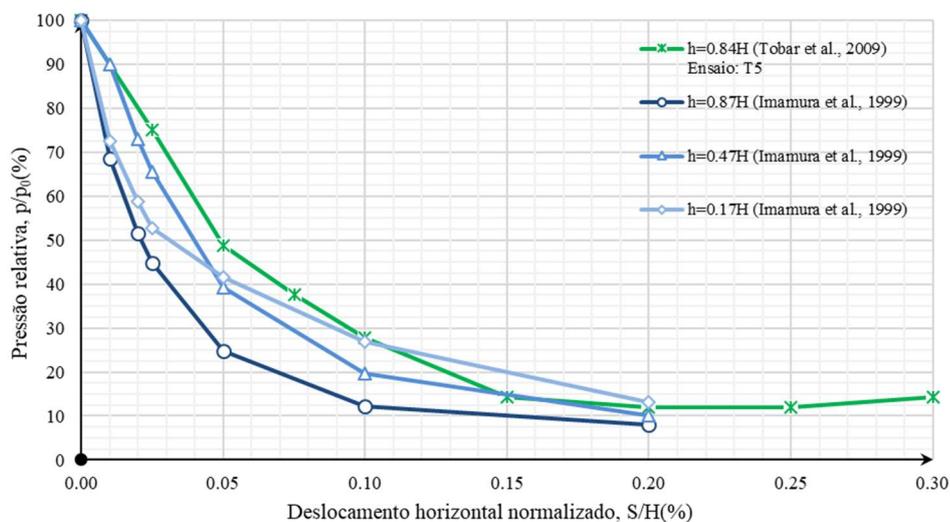


Figura 4.4 – Redução, relativamente à pressão inicial, em função do deslocamento do suporte.

Tendo por base os resultados experimentais que demonstram a relação entre o deslocamento radial do suporte e a pressão horizontal exercida pelo maciço sobre o mesmo, Imamura et al. (1999) desenvolveram um método empírico simplificado para estimar a pressão atuante sobre o suporte em função do seu deslocamento. Os autores definiram quatro intervalos de deslocamento, tendo para cada um dos quais estabelecido as equações resumidas no Quadro 4.2 e que se encontram aplicadas aos ensaios realizados pelos autores na Figura 4.5a). Este método preconiza que o valor da pressão é idêntico ao do estado de repouso definido por Jaky (1944)

até uma determinada profundidade (h), a partir da qual, se considera que a pressão assume um valor constante. Para o intervalo de deslocamentos de maior magnitude $S \geq 0,2\%H$ os autores propõem que se utilize na estimativa os resultados obtidos pela solução analítica de Berezantzev (1958).

Na Figura 4.5b) apresentam-se os resultados dos ensaios de centrífugadora realizados por Fujii et al. (1994), nos quais os autores procuraram avaliar a influência do ângulo de atrito solo-suporte, δ . Fujii et al. (1994) efetuaram dois ensaios considerando num uma interface com atrito aproximadamente nulo e no outro com um valor de $15,5^\circ$. Os resultados obtidos revelam que um menor ângulo de atrito solo-suporte origina, tal como expectável, menores pressões atuantes sobre o suporte embora a diferença possa ser considerada reduzida, especialmente quando são considerados grandes deslocamentos radiais. Pode igualmente observar-se que a solução analítica de Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$ se encontra praticamente coincidente com o ensaio onde se considerou um maior deslocamento conjugado com atrito nulo na interface.

Quadro 4.2 – Regras de aplicação do método de Imamura et al. (1999).

	Deslocamento	Troço de pressão variável	Troço de pressão constante
	$0 < S/H(\%) \leq 0.03$	$0 \leq h/H \leq \alpha \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = K_0 \cdot h/a$	$\alpha \leq h/H \leq 1 \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = K_0 \cdot \alpha/a$
	$0.03 < S/H(\%) \leq 0.06$	$0 \leq h/H \leq \beta \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = K_0 \cdot h/a$	$\beta \leq h/H \leq 1 \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = K_0 \cdot \beta/a$
	$0.06 < S/H(\%) \leq 0.2$	$0 \leq h/H \leq \lambda \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = K_0 \cdot h/a$	$\lambda \leq h/H \leq 1 \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = K_0 \cdot \lambda/a$
	$0.2 < S/H(\%) \leq 2$	$0 \leq h/H \leq 1 \Rightarrow p_s/\gamma \cdot a = p_B/\gamma \cdot a$	

Coefficientes: $\alpha=0.67$; $\beta=0.36$; $\lambda=0.19$
 p_B : Pressão horizontal resultante da aplicação da solução analítica de Berezantzev (1958)

Na Figura 4.6 apresentam-se resultados dos ensaios de centrífugadora realizados por Fujii et al. (1994) em areias soltas e densas. Da sua análise é possível constatar a existência de claras diferenças entre as pressões obtidas, nos dois tipos de amostra, para uma mesma amplitude de deslocamento do suporte. Essas diferenças tornam-se mais evidentes em profundidade, apresentando a areia solta, pressões superiores e um crescimento substancial e quase linear em profundidade, sendo possível inferir que existe uma diferença de comportamento global relacionada com a diferença de compacidade das amostras. Tal é justificável pela desigualdade de resistência entre ambas, sendo que a areia densa tem um maior ângulo de resistência ao corte e, por conseguinte, transmite menos pressão à contensão por necessidade de suporte. Verifica-se que a solução proposta por Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$ se adequa bastante satisfatoriamente no caso de areias densas embora tendo a subestimar as pressões atuantes, particularmente para maiores profundidades, no caso das areias soltas.

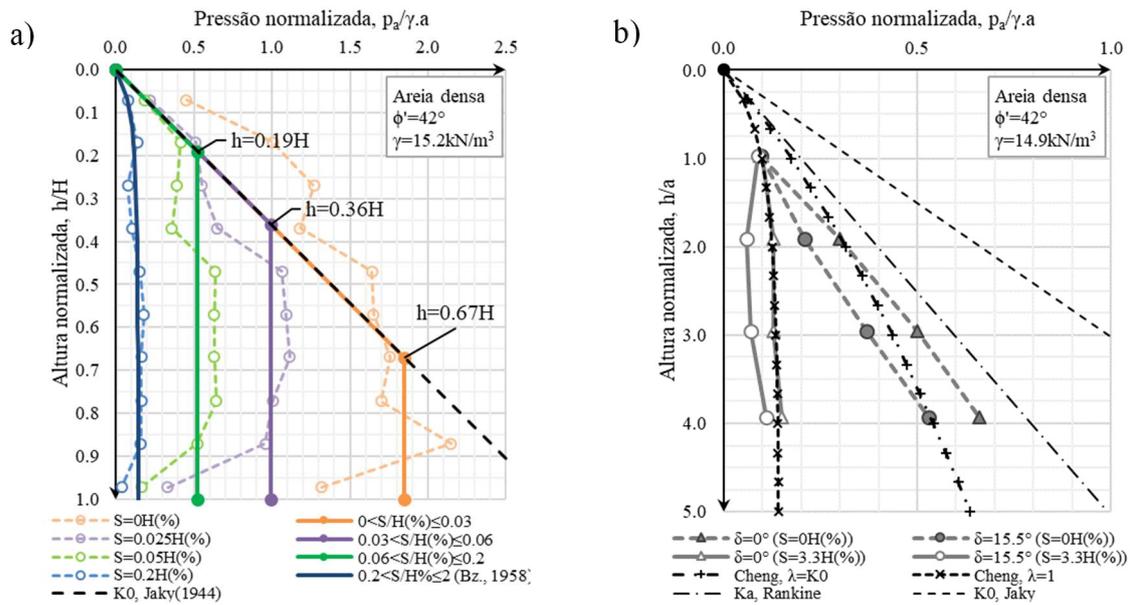


Figura 4.5 – a) Exemplo de aplicação do método de Imamura et al. (1999) e resultados experimentais para comparação; b) Ensaios de centrífuga com influência da interface solo-suporte (Fujii et al., 1994).

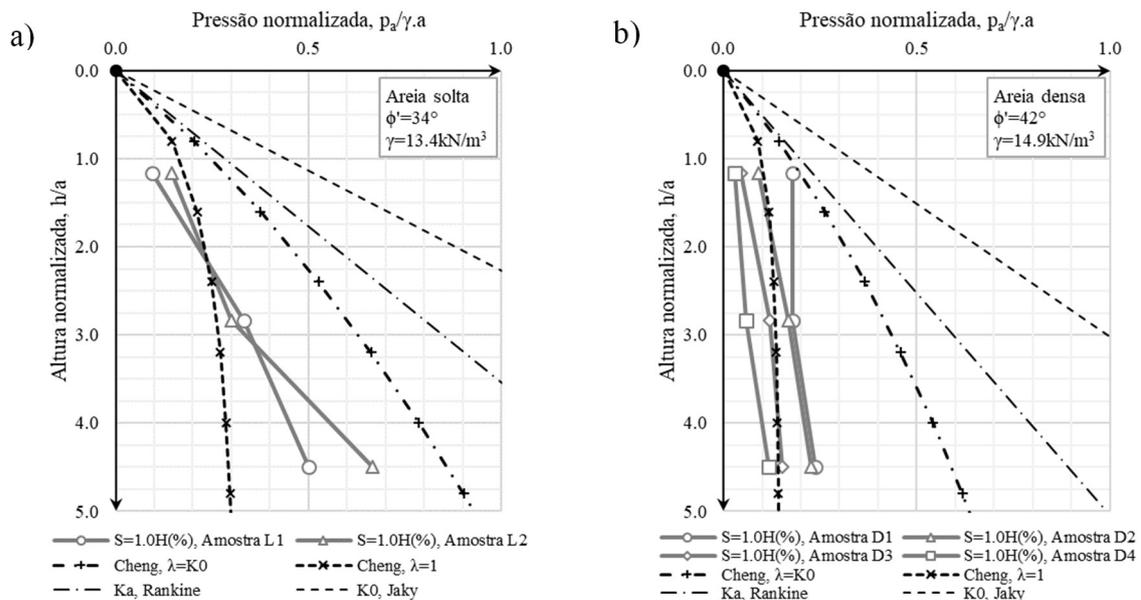


Figura 4.6 – Modelo de centrífuga de Fujii et al. (1994): a) Areia solta; b) Areia densa.

Ueno et al. (1996) procuraram nos seus ensaios de centrífuga avaliar a influência do raio do poço e da rigidez do seu suporte na pressão horizontal, tendo para tal realizado 8 ensaios distintos, 3 onde o raio do modelo (designado R por estes autores) variou entre 11 e 23.9mm e 5 onde as diferentes rigidezes aparentes do suporte (Et/R) foram simuladas com a utilização de quatro tubos de cobre e um de acrílico com raio externo idêntico e espessuras diferentes. Os resultados respeitantes à influência do raio estão apresentados na Figura 4.7a) podendo concluir-se que a sua variação não influencia significativamente as pressões atuantes, sendo

estas praticamente iguais em todos os casos. Os resultados obtidos mostram-se substancialmente superiores aos da solução analítica de Cheng et al. (2008), mesmo para $\lambda=K_0$, o que poderá ser explicado pelo uso nos ensaios de um tubo de cobre de elevada rigidez para o suporte que restringiu consideravelmente os deslocamentos radiais.

Por sua vez verifica-se através da Figura 4.7b) que a rigidez do suporte influencia consideravelmente a pressão sobre ele atuante, que tende a aumentar com a maior rigidez do suporte. Também neste caso a pressão estimada por Cheng et al. (2008) é inferior à verificada em todos os ensaios, provavelmente porque nestes, devido à rigidez de alguns suportes testados, não foi possível obter deslocamentos radiais de amplitude suficiente para que pudessem ser comparáveis globalmente.

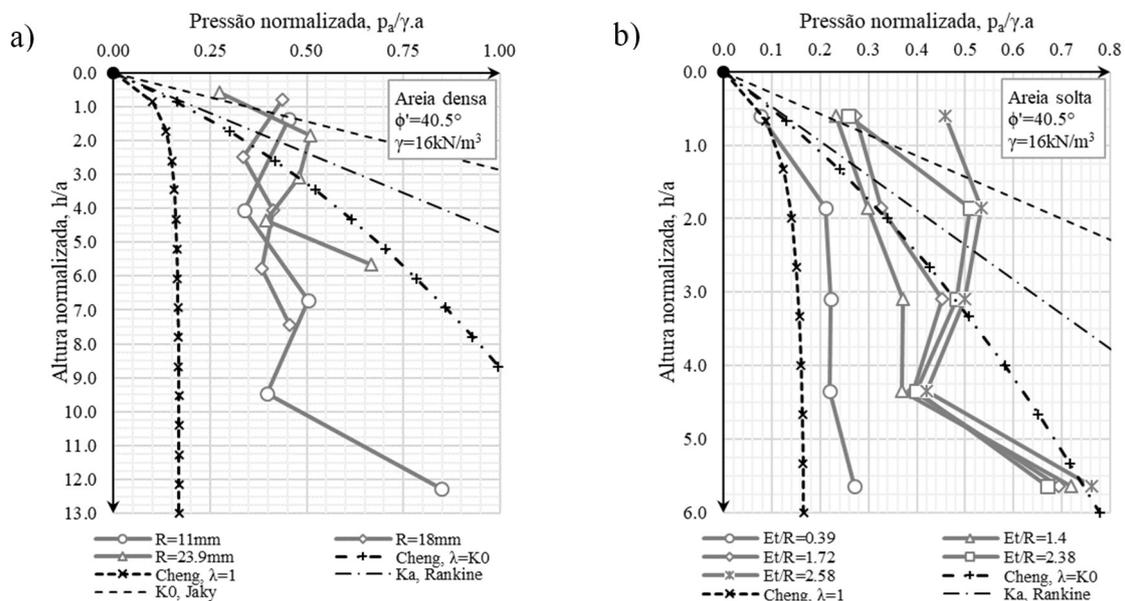


Figura 4.7 – Resultados dos ensaios de centrífugadora de Ueno et al. (1996) com: a) Variação do raio do poço; b) Variação da rigidez do suporte.

4.3 Superfície de rotura

Os ensaios de escala reduzida, realizados por Chun & Shin (2006), e de centrífugadora, efetuados por Fujii et al. (1996) e Hagiwara et al. (1998), proporcionaram também dados sobre o mecanismo de rotura do maciço associado à construção de um poço. A geometria das superfícies de rotura verificadas nos ensaios encontra-se representada na Figura 4.8a) e aparenta ser uma combinação entre as geometrias propostas por Terzaghi (1943) e Berezantzev (1958), uma vez que, da superfície até uma profundidade (h) de cerca de 80% da altura total do poço (H) é definida por uma cunha praticamente vertical cilíndrica (conforme proposto por Terzaghi (1943)) com uma largura variável entre aproximadamente $0,9$ a $1,4 \cdot a$ à superfície e cerca de

$0,6 \cdot a$ à profundidade de 80% da altura do poço. A partir dessa profundidade até à base do poço, o mecanismo é composto por uma superfície cônica (Berezantzev, 1958) com uma inclinação próxima da tipicamente assumida em estado plano de deformação ($45^\circ + \phi'/2$). Tal mecanismo pode ser também confirmado por observação da Figura 4.8b), onde se encontra representada a evolução em profundidade do ângulo que a cunha de rotura descreve com a horizontal. Partindo da base do poço, verifica-se que a superfície cônica se desenvolve com uma inclinação entre 50° a 80° ($45^\circ + \phi'/2 = 66^\circ$ quando $\phi' = 42^\circ$) até à profundidade de $0,8h$, a partir da qual se estende até à superfície com uma inclinação muito próxima de 90° , isto é, vertical. Tendo por base os resultados dos seus ensaios Imamura et al. (1999) defende que, em solos arenosos, a área de influência da rotura é de aproximadamente $0,7 \cdot a$ e que este resultado é independente do valor da pressão até uma profundidade de 50m (profundidade total do seu protótipo), embora os resultados obtidos por Fujii et al. (1996) e Hagiwara et al. (1998) sugiram que a área de influência da escavação do poço é superior podendo estender-se até $1,4 \cdot a$.

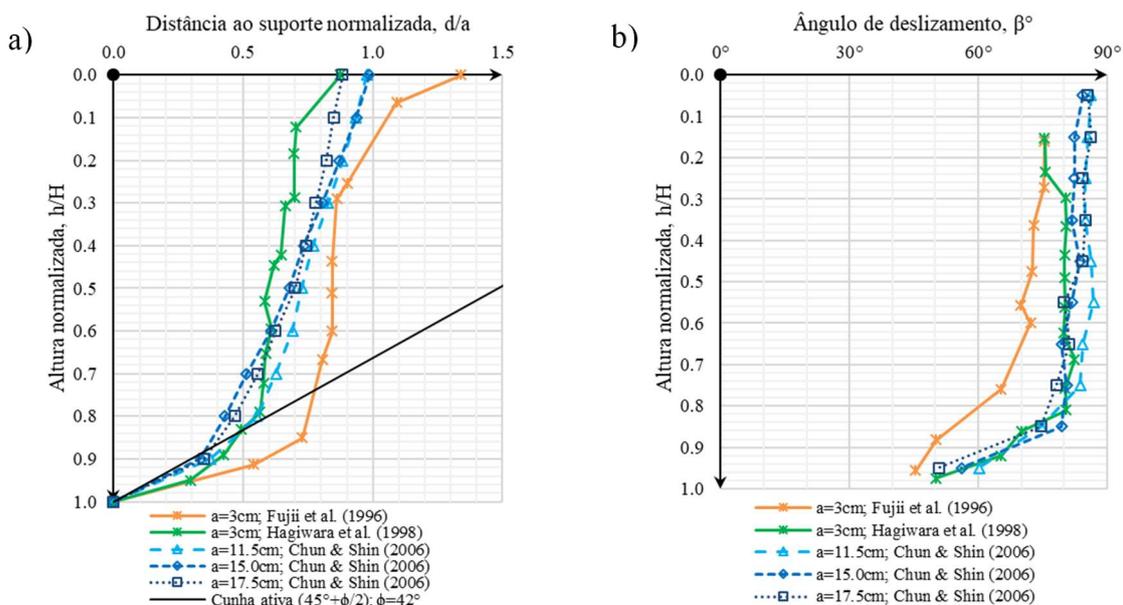


Figura 4.8 – a) Superfície de rotura de maciços contíguos a poços; b) Evolução em profundidade do ângulo da superfície de rotura.

4.4 Deslocamentos à superfície

Conforme anteriormente mencionado, um dos aspetos fundamentais no projeto de estruturas deste tipo prende-se com o necessário controlo das deformações do maciço a fim de evitar efeitos nocivos nas construções circundantes, facto que se reveste de especial importância quando o poço se localiza em meio urbano. Também neste aspeto os ensaios de centrífugadora efetuados por Hagiwara et al. (1998) e Imamura et al. (1999) facultaram resultados que importa analisar. Na Figura 4.9a) apresenta-se a variação do deslocamento vertical à superfície em

função da distância normalizada ao suporte (d/a) para diferentes níveis de deslocamento do mesmo. Através da figura pode constatar-se a relação direta existente entre a magnitude do deslocamento do suporte e o valor dos assentamentos, aumentando estes últimos consideravelmente com o aumento dos primeiros. Também nestes ensaios se confirma a tendência apontada na secção anterior para que a área de influência da escavação se restrinja a um intervalo aproximado a 1 a 1,5 vezes o valor do raio do poço. A monitorização de um caso real apresentado por Goto et al. (1994) é também corroborativa desta tendência, apontando para a bacia de assentamentos se estender por um intervalo um pouco menor, de $0,7 \cdot a$ a $1 \cdot a$, embora se deva referir que o suporte utilizado neste caso possuía uma rigidez elevada que contribuía na restrição dos deslocamentos. A Figura 4.9b), que representa o assentamento, medido em marcas superficiais, em função do deslocamento do suporte, reforça que a uma distância ao suporte de $1,26 \cdot a$ o deslocamento vertical é já praticamente indetetável, mesmo para deslocamentos radiais do suporte de $2,0\%H$. Contudo, para os pontos mais próximos verifica-se que o assentamento cresce consideravelmente em função do movimento do suporte, sendo que um ponto situado a $0,42 \cdot a$ apresenta um acréscimo considerável de assentamento quando imposto um deslocamento radial de cerca de $1,1\%H$. Num ponto intermédio, localizado a $0,84 \cdot a$ apenas se observa um acréscimo súbito do assentamento para um valor do deslocamento radial de $1,1\%H$. Os resultados obtidos demonstram claramente a importância de se restringir os deslocamentos horizontais no poço, já que estes facilmente amplificam consideravelmente os assentamentos à superfície numa área de aproximadamente $1,0 \cdot a$.

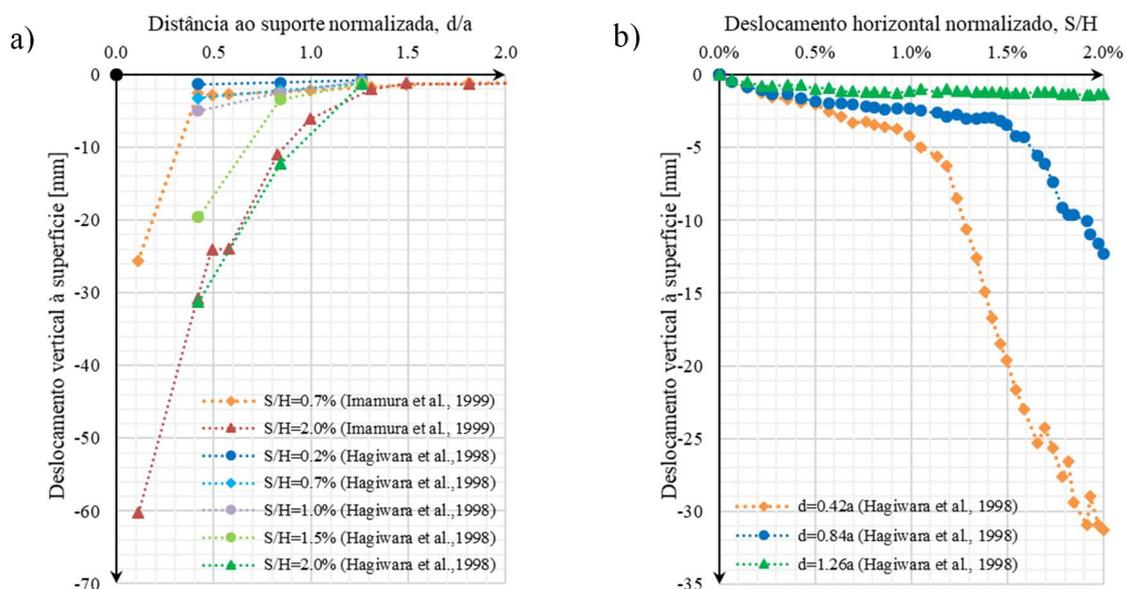


Figura 4.9 – Deslocamentos à superfície: a) Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte; b) Evolução do deslocamento vertical à superfície em função do deslocamento do suporte, em pontos de distancia ao suporte fixa.

5 MÉTODOS NUMÉRICOS

5.1 Introdução

Conforme anteriormente referido, a aplicação de métodos numéricos, nomeadamente o uso do método dos elementos finitos por meio de software especializado para o efeito, é também um recurso disponível para a estimativa de pressões atuantes sobre a contenção de poços, existindo na bibliografia alguns estudos efetuados sobre o efeito (Arai et al., 2008; Topa Gomes, 2008; Pedro, 2013; Chéhada et al., 2015) embora, por norma, aplicados a casos reais, não discutindo até que ponto estes métodos são comparáveis com os modelos físicos e soluções analíticas. Com o intuito de produzir resultados que permitissem uma adequada comparação entre este método, as soluções analíticas e os modelos físicos anteriormente analisados, foi elaborado um modelo com o programa de elementos finitos, Plaxis 2D (Versão 8.6), o qual será descrito com maior pormenor na seguinte secção (5.2). A secção posterior (5.3) será dedicada a apresentação dos resultados obtidos num cálculo de referência, bem como à realização de um estudo paramétrico e à análise comparativa dos respetivos resultados.

5.2 Modelo numérico

5.2.1 Geometria e malha de elementos finitos

Dada a natureza do problema considerou-se em todas as análises um modelo axissimétrico capaz de simular adequadamente a escavação integral de um poço circular. A secção base do modelo utilizado para o cálculo de referência, a partir do qual se efetuaram variações para o estudo paramétrico, foi definida com 100m de largura, tendo o poço 10m de raio, e 50m de altura, dimensões essas que se consideraram suficientemente amplas para não influenciarem o comportamento do modelo na proximidade do objeto de estudo (Figura 5.1a)). Nos casos em que se considerou um raio da escavação maior, a largura do modelo foi ampliada em conformidade. Tal como pode ser observado na figura, admitiu-se para facilitar a comparação com as soluções analíticas e os modelos físicos, que o poço era continuo não existindo solo na sua base. Assim sendo, nos casos em que se variou a altura do poço, foi igualmente alterada na

mesma dimensão a altura total do modelo. O suporte do poço foi simulado através de um elemento viga tendo-se considerado a existência de uma interface solo-suporte para permitir um deslocamento relativo entre ambos. Por sua vez, e em consonância com o observado nos modelos físicos e admitido nas soluções analíticas, a escavação do poço foi simulada através da imposição de um deslocamento radial para o seu interior. Como condições de fronteira do modelo estabeleceu-se a impossibilidade de existirem deslocamentos na direção perpendicular a cada uma das fronteiras, com exceção da fronteira superior onde se considerou que não existia qualquer restrição de movimentos. O modelo foi discretizado por uma malha com 1426 elementos finitos triangulares de 15 pontos nodais, tendo-se tido o cuidado de refinar a zona do maciço imediatamente no tardo do poço onde se vão desenvolver as pressões atuantes (Figura 5.1b)).

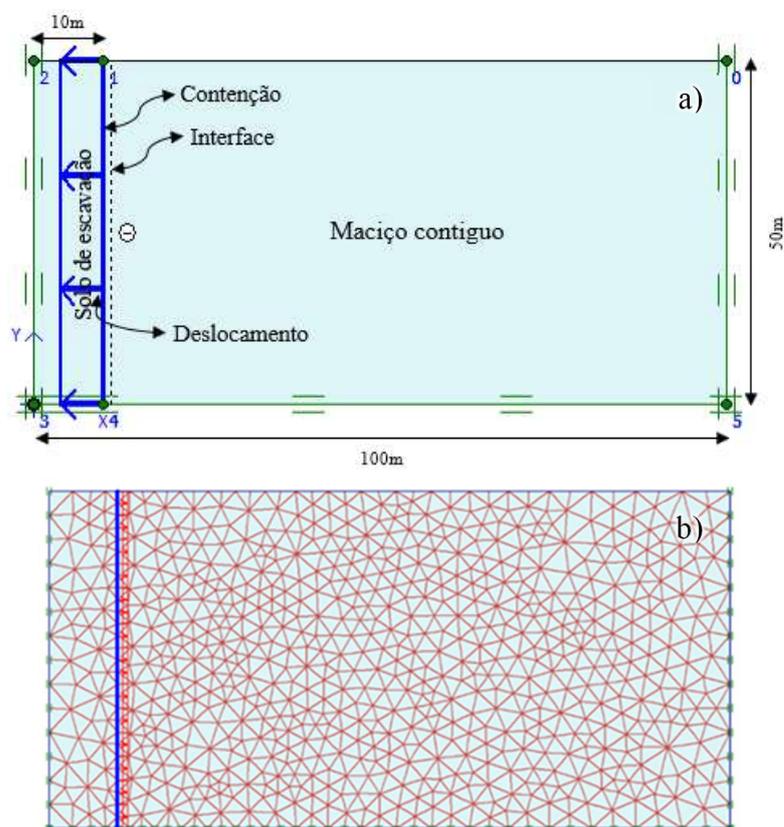


Figura 5.1 – a) Composição e características geométricas do modelo; b) Malha de elementos finitos.

5.2.2 Propriedades dos materiais

O modelo constitutivo adotado para o comportamento do solo foi o de Mohr-Coulomb tendo-se considerado parâmetros similares aos dos materiais descritos nos diversos modelos físicos para adequar a comparação. No Quadro 5.1 apresentam-se as propriedades utilizadas no cálculo de referência e que foram posteriormente variadas nos diversos estudos paramétricos efetuados.

No Quadro 5.1 apresenta-se igualmente as características do suporte utilizado, assumido como linear elástico bem como da interface. Em todas as análises considerou-se que o maciço se encontrava seco.

Quadro 5.1 – Propriedades dos materiais admitidas no cálculo de referência.

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\phi'(^{\circ})$	Solo				ν	Interface	Suporte		
		$c'(\text{kPa})$	K_0	$E(\text{Mpa})$	$\delta(^{\circ})$		$t(\text{m})$	$E(\text{GPa})$	ν	
20	40	0	0,3572	25	0,2	40	0,3	30	0,3	

5.2.3 Faseamento construtivo

O faseamento construtivo adotado para o cálculo do modelo decorreu, maioritariamente, em três fases. A primeira das quais consistiu na geração do estado de tensão inicial, tido como geostático, em que as tensões horizontais foram determinadas pelo coeficiente de impulso em repouso (Quadro 5.1) determinado pela fórmula de Jaky (1944). A segunda fase consistiu na instalação da cortina de suporte, ativação da interface solo-suporte, escavação por inteiro do interior do poço e aplicação de um primeiro deslocamento radial (S) de 5mm. Na última fase aumentou-se de forma controlada e progressiva o deslocamento radial do poço até ser atingido um valor de $S/H=0,4\%$, estabelecido em função da sua altura.

5.3 Análise dos resultados do cálculo de referência

5.3.1 Pressão horizontal no suporte

A partir da análise da Figura 5.2, onde se ilustra a pressão normalizada ($p_a/\gamma a$) em função da profundidade normalizada do poço (h/a) para diversos níveis de deslocamento radial, pode comprovar-se que também no cálculo numérico, a exemplo do observado nos modelos físicos, se verifica a redução da pressão exercida sobre o suporte em função do deslocamento radial. Como se pode verificar na Figura 5.2, a pressão radial inicialmente é igual à pressão horizontal em repouso diminuindo progressivamente até estabilizar em valores muito próximos da solução analítica de Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$. Este resultado está também de acordo com o método empírico proposto por Imamura et al. (1999), que propõe que, para deslocamentos pertencentes ao intervalo entre 0,2 e $2\%H$, a pressão assumia os valores resultantes da solução analítica de Cheng et al. (2008) (que recorde-se, é nestas condições igual à de Berezantzev). Pode igualmente observar-se que à medida que o deslocamento radial aumenta verificam-se maiores oscilações da pressão atuante. Tal sucede porque o deslocamento aplicado nestas fases é elevado e causa a rotura quase integral do solo no tardo do poço, havendo por isso inclusivamente alguma dificuldade de convergência do cálculo. Na Figura 5.3 pode observar-

se a evolução da pressão relativa atuante em três pontos do suporte localizados a 10, 50 e 90% da altura do poço. A análise da figura permite constatar que a exemplo do que sucede nos modelos físicos existe uma degradação substancial da pressão atuante e que a mesma tende a estabilizar, isto é, atingir a condição ativa, para deslocamentos superiores a sensivelmente $0.3\%H$ ($0.2\%H$ em modelos físicos). Contudo, contrariamente ao observado na Figura 4.4, verifica-se que a degradação é menor em profundidade, sendo substancialmente mais elevada no ponto próximo da superfície, embora também seja neste ponto onde se observa uma maior pressão final. A redução final obtida pode considerar-se, particularmente nos pontos a maior profundidade, similar à obtida nos modelos físicos e correspondente a 20% da inicial.

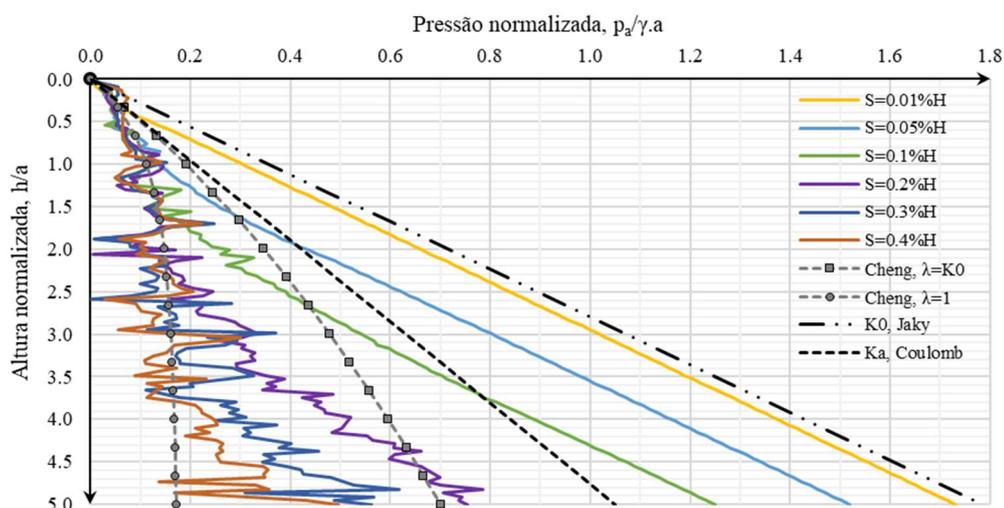


Figura 5.2 – Variação da pressão em altura para diferentes valores do deslocamento do suporte.

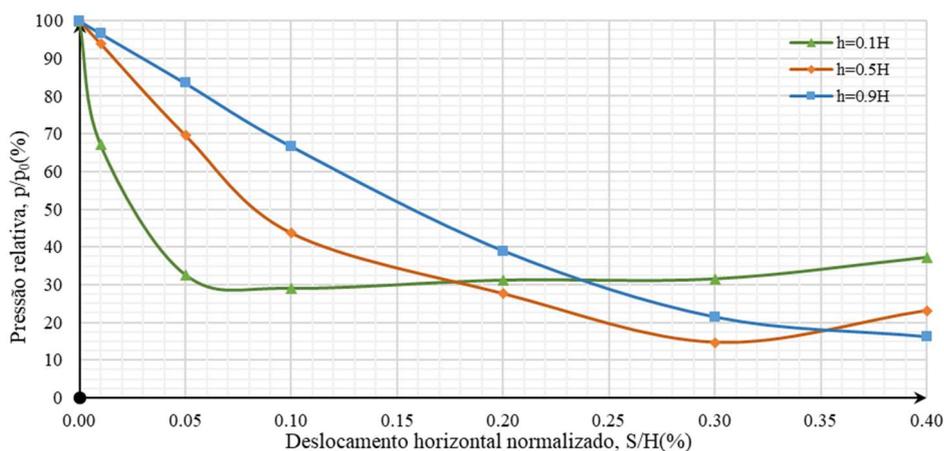


Figura 5.3 – Degradação da pressão em função do deslocamento do suporte, a diferentes profundidades.

A evolução dos rácios de tensão circunferencial-vertical (λ) e de tensão radial-vertical (K) para os mesmos três pontos encontra-se apresentada na Figura 5.4 e, salvo algumas oscilações verificadas para deslocamentos de maior dimensão e já justificadas anteriormente, estão

totalmente de acordo com o comportamento descrito por Cheng et al. (2008). Como tal, partem ambos do valor do coeficiente de pressão em repouso, λ em sentido crescente até estabilizar próximo de 1 e K em sentido decrescente até estabilizar em torno de K_a . Os presentes resultados evidenciam também que a maximização do efeito de arco ocorre para diferentes níveis de deslocamentos atingindo-se mais lentamente a condição final para maiores profundidades. Assim, para 0,1H um deslocamento de 0,05%H é suficiente enquanto que para 0,9H é necessário um deslocamento de cerca de 0,23%H para se atingir a condição de $\lambda=1$. Por sua vez, para o rácio radial-vertical (K) o valor de K_a é atingido para menores níveis de deslocamento, bastando apenas 0,12%H para o ponto situado a maior profundidade.

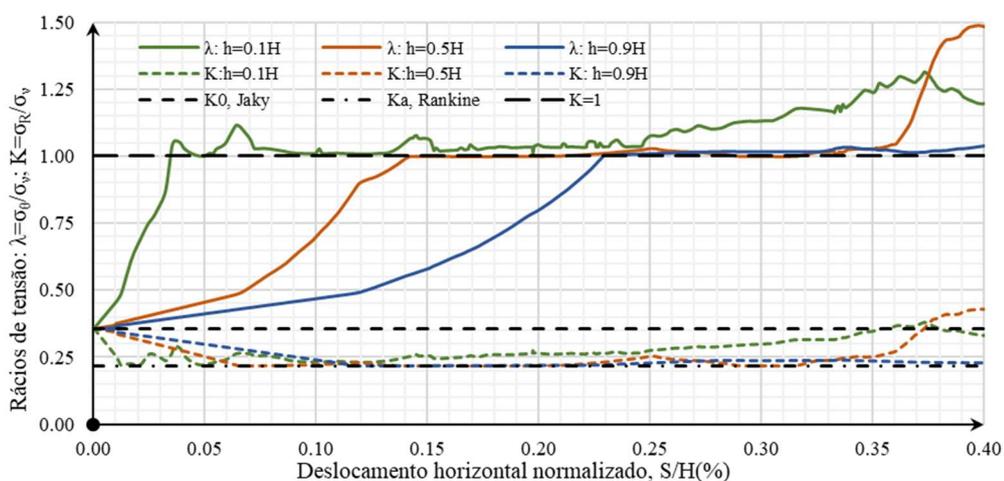


Figura 5.4 – Variação dos rácios de tensão circunferencial-vertical e radial-vertical em função do deslocamento do suporte.

5.3.2 Superfície de rotura

A evolução da superfície de rotura provocada pelo aumento do deslocamento do suporte foi igualmente analisada apresentando-se na Figura 5.5 os resultados obtidos para quatro níveis de deslocamento radial. Tal como se pode observar, só para deslocamentos superiores a 0,1%H se começa a observar linhas de rotura, sendo que estas se encontram perfeitamente definidas quando se atinge um valor de deslocamento de 0,4%H. Em comparação com a Figura 4.8a) verificam-se consideráveis semelhanças, visto que ambas as envolventes se desenvolvem a partir da base com um ângulo de aproximadamente 45° e avançam paralelamente ao suporte definindo uma superfície quase vertical até atingir a superfície a uma distância de entre 1 a 1,5 vezes o raio do poço (10m). Desta forma, o presente resultado, obtido por via numérica, confirma os resultados de ensaios de modelos físicos efetuados por Fujii et al. (1996), Hagiwara et al. (1998) e Chun & Shin (2006), apontando para uma geometria e área de influência da superfície de rotura idênticas.

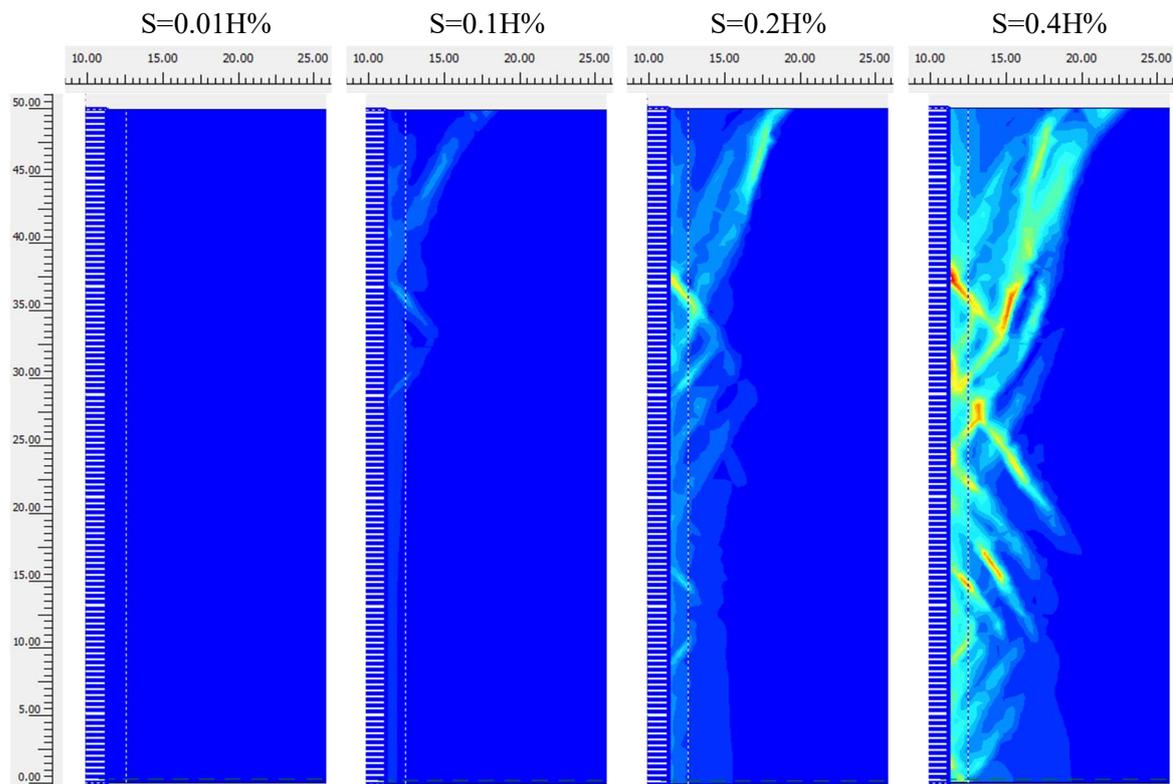


Figura 5.5 – Formação gradual da superfície de rotura com o aumento do deslocamento do suporte.

5.3.3 Deslocamentos à superfície

Conforme anteriormente referido, o controlo das deformações do maciço provocadas pela construção deste tipo de estruturas é de extraordinária importância, motivo pelo qual foi também um dos aspetos analisados com recurso ao modelo numérico. Na Figura 5.6a) apresenta-se a bacia de assentamentos determinada para diferentes níveis de deslocamento radial imposto. Por sua vez, na Figura 5.6b) representa-se a evolução dos assentamentos em três pontos localizados à superfície, a distâncias de 0,5, 1 e 1,5 vezes o raio do poço (10m). Os resultados podem igualmente considerar-se semelhantes aos obtidos por modelos físicos (Figura 4.9), verificando-se um aumento significativo de assentamentos para valores de deslocamento impostos superiores a 0,1% H , embora naturalmente este valor seja dependente da localização do ponto, conforme se pode constatar pela Figura 5.6b). Tal como observado nos modelos físicos os assentamentos estão essencialmente concentrados numa área que se estende até 1· a , a 1,5· a , existindo um assentamento diferencial muito elevado nesta zona. Em virtude das limitações do modelo constitutivo utilizado (Mohr-Coulomb) a bacia de assentamentos para grandes deformações tende a prolongar-se de forma irrealista para maiores distâncias. Apesar desta questão é perfeitamente evidente que o modelo numérico consegue capturar com grande exatidão o comportamento observado nos modelos físicos podendo ser utilizado com relativa confiança.

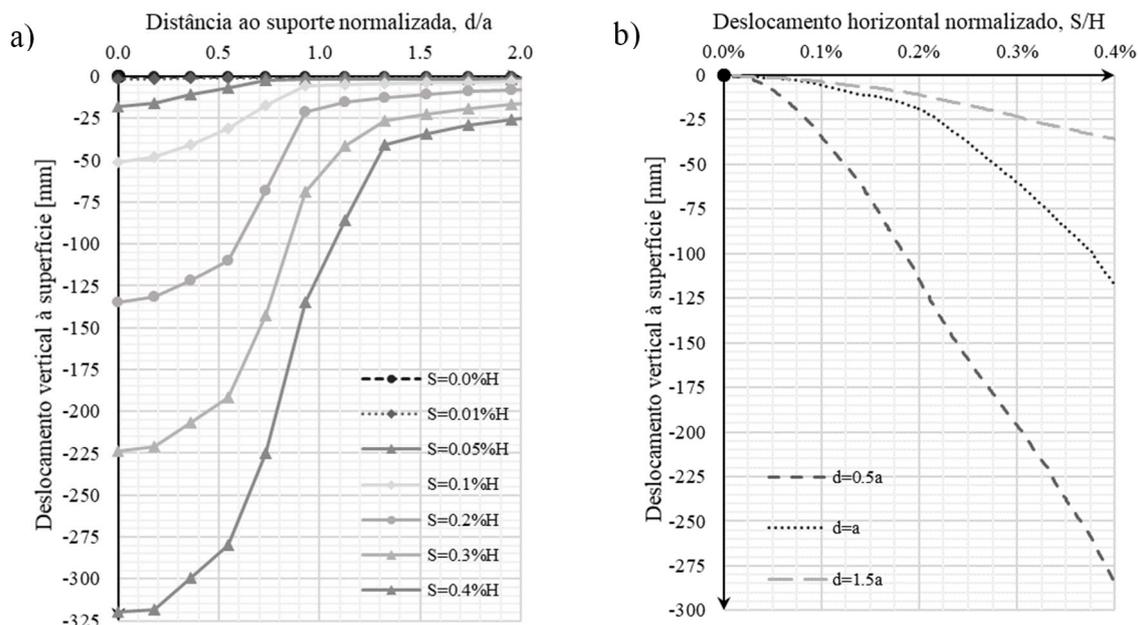


Figura 5.6 – Deslocamento vertical à superfície em função de: a) Distância normalizada ao suporte; b) Deslocamento horizontal do suporte.

5.4 Influência das características geométricas

Tendo por base o modelo de referência, procurou-se avaliar até que ponto as características geométricas do poço, nomeadamente o seu comprimento e o seu raio, influenciavam o seu comportamento. Para tal, efetuaram-se dois estudos paramétricos em que no primeiro, relativamente ao cálculo de referência apenas se variou o comprimento do poço, enquanto que no segundo apenas se variou o seu raio mantendo-se constante o seu comprimento em 50m. Para cada parâmetro em análise, foi estudado o seu efeito sobre a pressão horizontal atuante no suporte e sobre os assentamentos observados à superfície.

5.4.1 Comprimento

Por forma a avaliar a influência do comprimento do poço efetuaram-se 3 cálculos adicionais onde se consideraram alturas de 25, 75 e 100m, permanecendo os outros parâmetros inalterados. Na Figura 5.7 apresentam-se os resultados normalizados em profundidade (h/a) da pressão normalizada ($p_a/\gamma.a$) e do rácio de tensão λ para um deslocamento igual a 200mm. Neste caso optou-se por não efetuar a comparação para uma relação de deslocamento radial com a altura, $S=0,4\%H$, uma vez que nesse caso os deslocamentos entre cálculos seriam completamente distintos e não seriam comparáveis os resultados. Também se deve salientar que dadas as diferenças existentes no comprimento do poço resultam em curvas que possuem um desenvolvimento diferente em profundidade. Pelos resultados obtidos, quer em termos de

pressão, quer de rácio λ , verifica-se que o comprimento do poço não parece ser um parâmetro muito influente, uma vez que as curvas obtidas para os diversos cálculos são aproximadamente iguais. Observa-se, contudo, que a partir de uma profundidade de cerca de $5 \cdot a$ a pressão determinada nos poços mais profundos (H superior a 50m) se afasta da estimativa de Cheng et al. (2008), para $\lambda=1$, embora o rácio de tensão se mantenha consistentemente próximo de 1. Tal ocorre essencialmente porque o deslocamento radial imposto de 200mm é insuficiente para que se atinja o estado limite ativo a maiores profundidades, acreditando-se que, se maiores deslocamentos fossem impostos, a pressão tenderia a diminuir e a aproximar-se da proposta de Cheng et al. (2008), para $\lambda=1$. Também ao nível da bacia de assentamentos, ilustrada na Figura 5.8, se verifica que todos os cálculos produzem curvas praticamente iguais não existindo nenhum fator diferenciador. Este é um resultado previsível, uma vez que, o deslocamento horizontal que serviu de base foi igual para todos os casos, mantendo-se assim uma relação entre o deslocamento radial imposto e o volume deslocado à superfície. Do exposto pode concluir-se que o comprimento não parece ser um parâmetro condicionante no comportamento do poço.

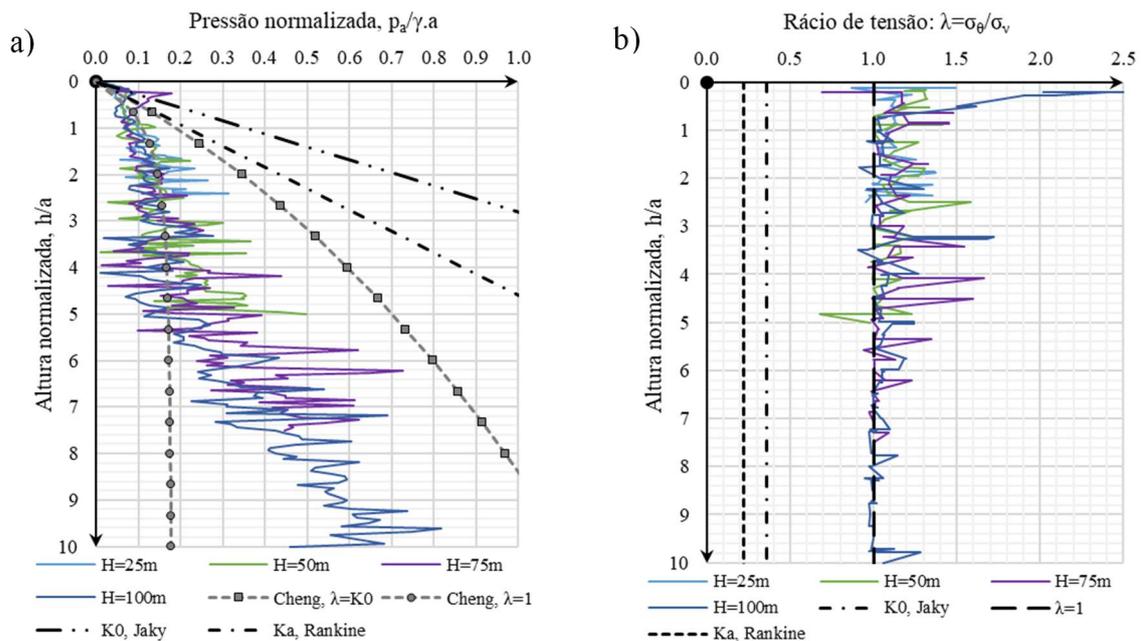


Figura 5.7 – Efeito da profundidade: a) Variação da pressão em altura, em poços de diferente comprimento; b) Variação do rácio de tensão, em altura em poços de diferente comprimento.

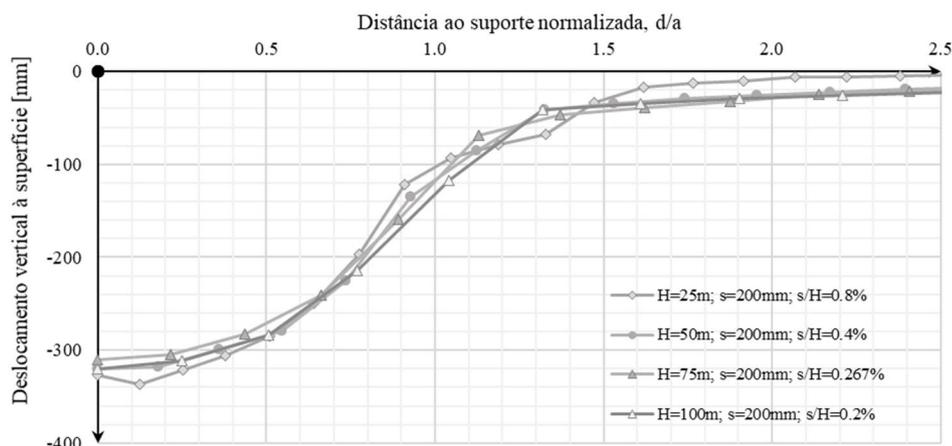


Figura 5.8 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços de diferente comprimento.

5.4.2 Raio

De modo idêntico ao estudo do comprimento do poço procurou-se igualmente avaliar qual a influência do seu raio, tendo-se, para tal, efetuado 4 análises adicionais onde se mantiveram todos os parâmetros constantes e fez-se variar o raio para 2, 5, 20 e 40m. Na Figura 5.9 apresentam-se as curvas de pressão normalizada no suporte e do rácio de tensão λ para os diversos cálculos e obtidas para um deslocamento radial igual a $S/H=0,4\%$. Deve salientar-se que neste caso se optou por não normalizar o eixo da profundidade pelo raio uma vez que este variava não possibilitando uma comparação apropriada. A análise da Figura 5.9a) permite constatar que a variação do raio provoca alterações no valor da pressão, sendo perceptível a sua redução com a diminuição do raio a partir de 25m de profundidade e o oposto entre 25m e a superfície. Este resultado não se enquadra propriamente com o verificado nas soluções analíticas, embora os valores elevados de λ para raios inferiores, e o facto de λ tender para K_0 quando o raio aumenta, demonstrem coerência no resultado, suportando o argumento de que o efeito de arco aumenta com a redução do raio (Figura 5.9b)). Pode também observar-se que valores do raio iguais ou inferiores ao utilizado no cálculo de referência ($a=10m$) apresentam resultados muito próximos da solução de Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$, e de acordo com a proposta por Imamura et al. (1999).

No que diz respeito à influência do raio nos assentamentos, os resultados apresentados na Figura 5.10 mostram que os assentamentos são inversamente proporcionais ao raio, isto é, quanto maior o raio menor o assentamento. Tal poderá ser justificado pelo facto de ter sido considerado um deslocamento radial do suporte de valor fixo, o que, em proporção, representa maiores deslocamentos para menores raios. Contudo, é possível observar que as bacias de assentamentos obtidas para menores raios são consideravelmente maiores, estendendo-se a distâncias superiores a $2 \cdot a$, o que pode ser justificado pelo motivo descrito anteriormente.

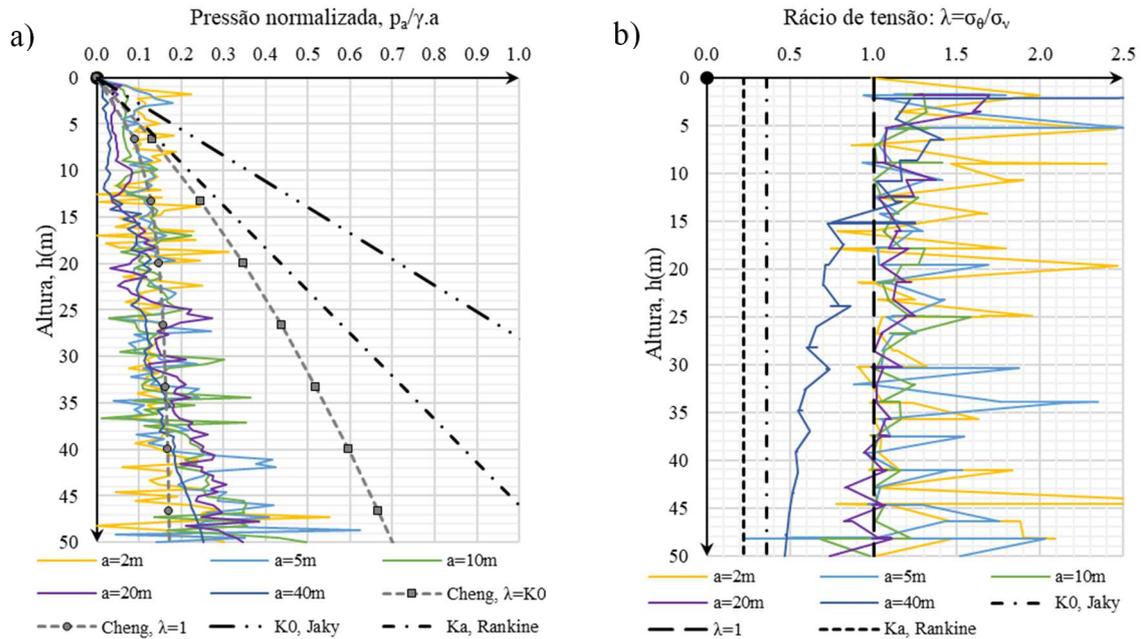


Figura 5.9 – Efeito do raio: a) Variação da pressão em altura, em poços de diferente raio; b) Variação do rácio de tensão, em altura em poços de diferente raio.

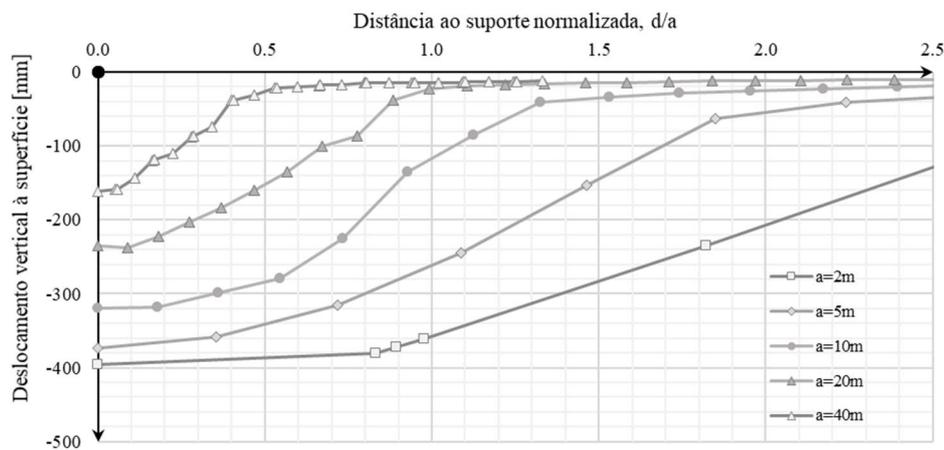


Figura 5.10 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços de diferente raio.

5.5 Influência das propriedades do solo

Neste estudo procurou-se analisar a influência que algumas propriedades do solo têm no comportamento do poço. Assim, e tendo por base o modelo de referência, avaliou-se a influência do peso volúmico, ângulo de resistência ao corte, módulo de deformabilidade e coeficiente de impulso em repouso. Nos próximos pontos apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos, nomeadamente no que respeita à pressão horizontal atuante no suporte e aos assentamentos observados à superfície

5.5.1 Peso volúmico

A influência do peso volúmico no comportamento do poço foi analisada efetuando 2 cálculos adicionais onde se considerou um peso volúmico de 15 e 25kN/m³. Os resultados obtidos para a aplicação de um deslocamento radial igual a $S/H=0,4\%$, mostram que em termos de pressão atuante e de rácio de tensão circunferencial-vertical não existem grandes diferenças entre os cálculos (Figura 5.11), embora seja possível observar que existe um ligeiro aumento de pressão para maiores pesos volúmcicos o que vai de encontro ao previsto por todas as soluções analíticas. Quando à influência deste parâmetro na bacia de assentamentos exibida na Figura 5.12, pode observar-se que em todos os casos a bacia estende-se até uma distância de aproximadamente $1,5 \cdot a$. Curiosamente, verifica-se que o aumento do peso volúmico se traduz em menores assentamentos junto do poço, o que pode estar relacionado com a maior resistência ao corte existente no maciço em virtude de um maior nível de tensão.

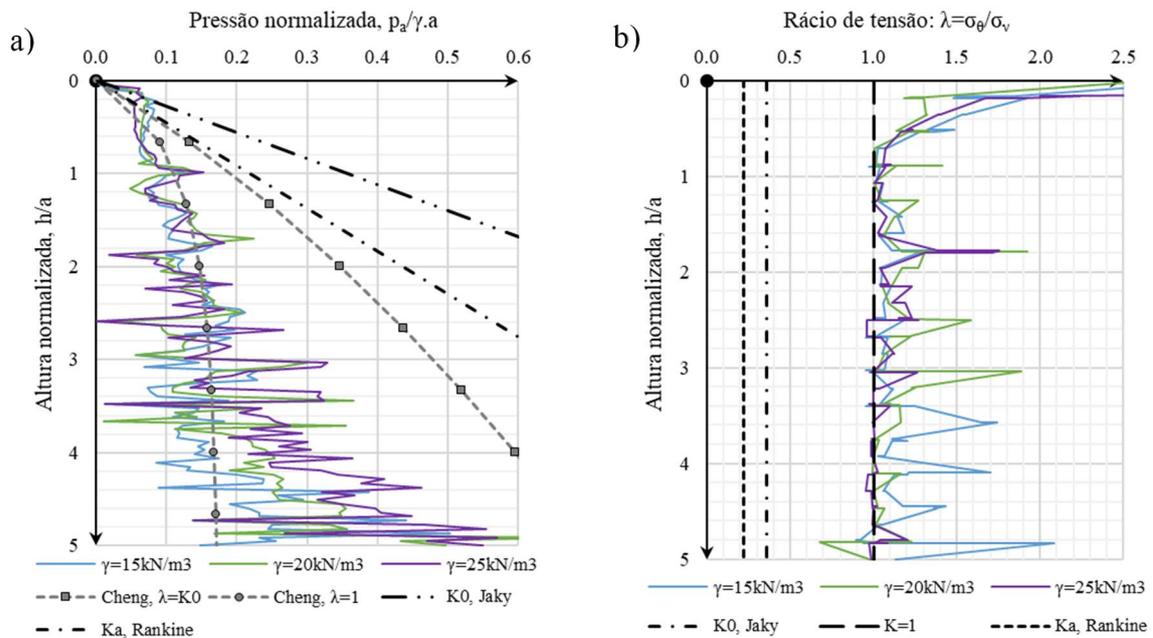


Figura 5.11 – Efeito do peso volúmico do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.

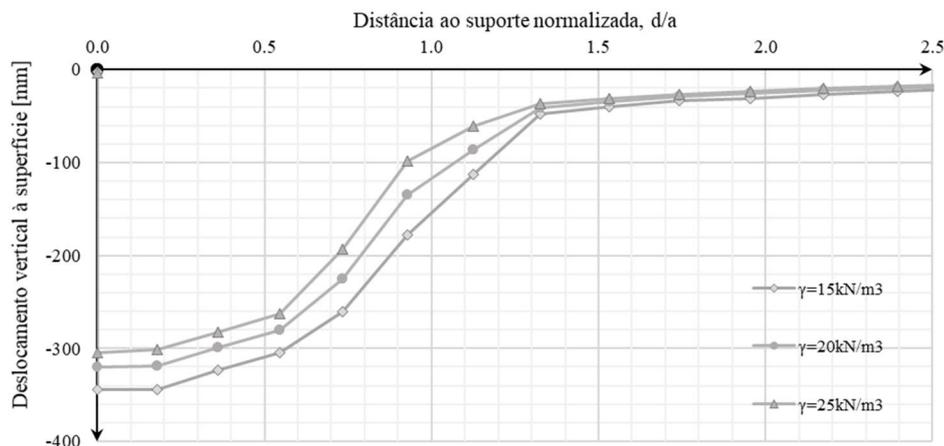


Figura 5.12 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços de diferente peso volumétrico.

5.5.2 Ângulo resistência ao corte

O efeito do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , foi avaliado através da realização de 4 novas análises onde se consideraram valores de 20, 30 e 45°. Pela análise da Figura 5.13a), relativa à pressão atuante no suporte, para a aplicação de um deslocamento radial igual a $S/H=0,4\%$, é possível verificar que menores ângulos de resistência se traduzem em maiores pressões atuantes, encontrando-se estes resultados de acordo com as soluções analíticas. É interessante salientar que em maciços pouco resistentes a pressão atuante é significativamente maior, tendo-se para $\phi'=20^\circ$ uma distribuição pouco menor que a pressão inicial. Tal sucede devido à quase inexistência de efeito de arco no solo tendo de este apoiar-se no suporte que passa a ter de resistir a cargas mais elevadas. Por sua vez verifica-se através da Figura 5.13b) que o rácio de tensão final ($S/H=0,4\%$) é aproximadamente igual ou superior a 1 em todas as análises.

A influência deste parâmetro nos assentamentos pode ser aferida pela análise da Figura 5.14. Os resultados obtidos permitem imediatamente constatar que maciços mais fracos conduzem a bacias de assentamentos que se estendem por distâncias substancialmente maiores, embora o valor do assentamento máximo, junto do poço, seja inclusivamente um pouco menor que o verificado nos solos mais resistentes. Desta forma verifica-se que embora os efeitos da escavação sejam sentidos a uma maior distância o assentamento diferencial máximo é menor pelo que daí podem decorrer menores danos para os edifícios.

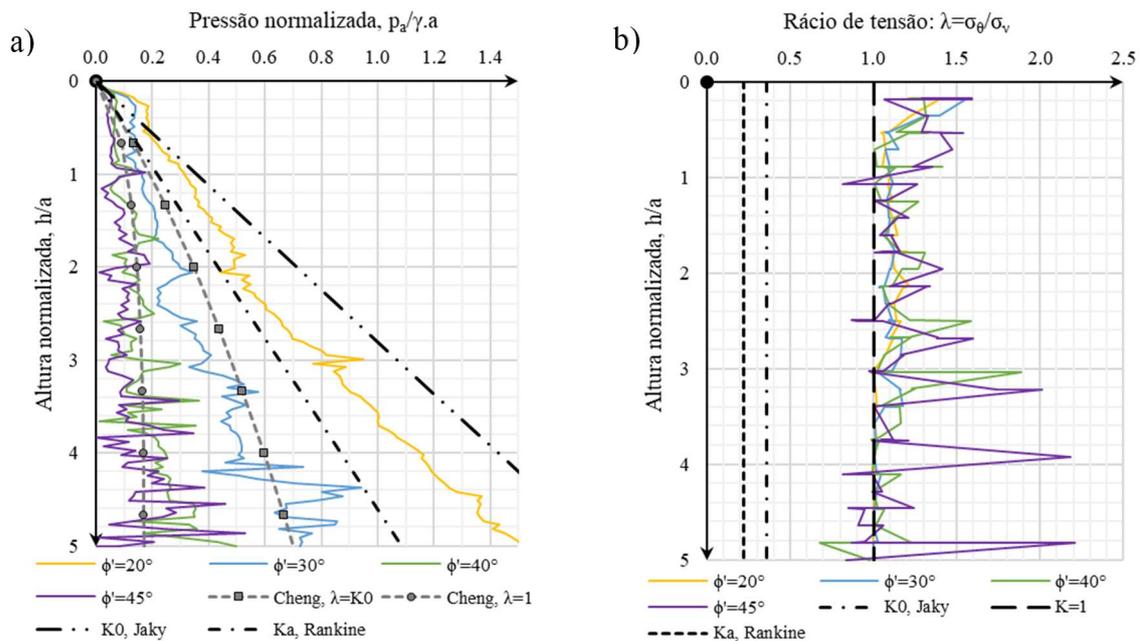


Figura 5.13 – Efeito do ângulo de resistência ao corte do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.

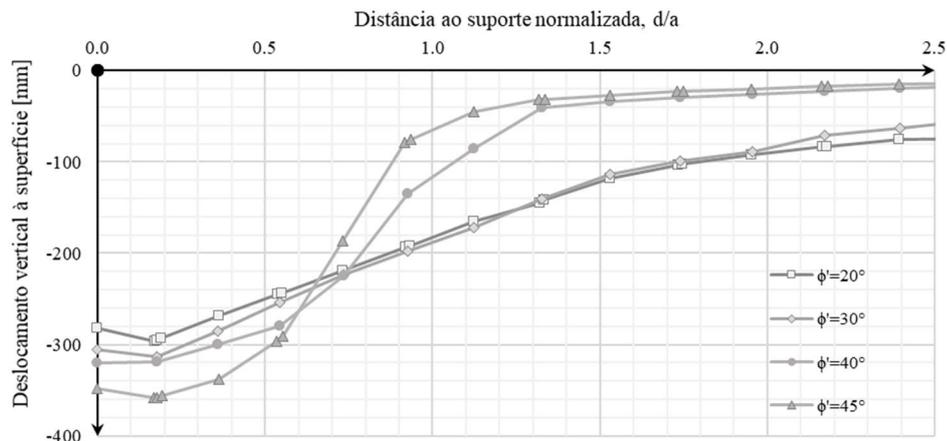


Figura 5.14 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços com diferente ângulo de resistência ao corte.

5.5.3 Módulo de deformabilidade do maciço

A influência do módulo de deformabilidade do maciço (E) foi avaliada através da realização de dois cálculos adicionais relativamente ao de referência. Nestes considerou-se que o maciço tenha um E constante e uniforme de 15 e 50MPa. Os cálculos realizados demonstram que a um menor módulo de deformabilidade está associada uma maior pressão atuante sobre o poço (Figura 5.15a)) para o mesmo nível de deslocamento radial ($S/H=0,4\%$), sendo que as diferenças são mais evidentes a maiores profundidades, onde inclusivamente os resultados do cálculo numérico tendem mais a afastar-se da solução de Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$. Por

sua vez o rácio de tensão exibido na Figura 5.15b) apresenta valores praticamente iguais em todos os cálculos, mantendo-se a tendência do λ ser igual ou superior a 1 para grandes deslocamentos radiais. Os resultados da bacia de assentamentos são apresentados na Figura 5.16 e revelam um comportamento estranho, uma vez que, ao contrário do expectável, os maiores assentamentos e extensão da bacia estão associados aos maiores módulos de deformabilidade, verificando-se que a diminuição deste valor origina menores deformações.

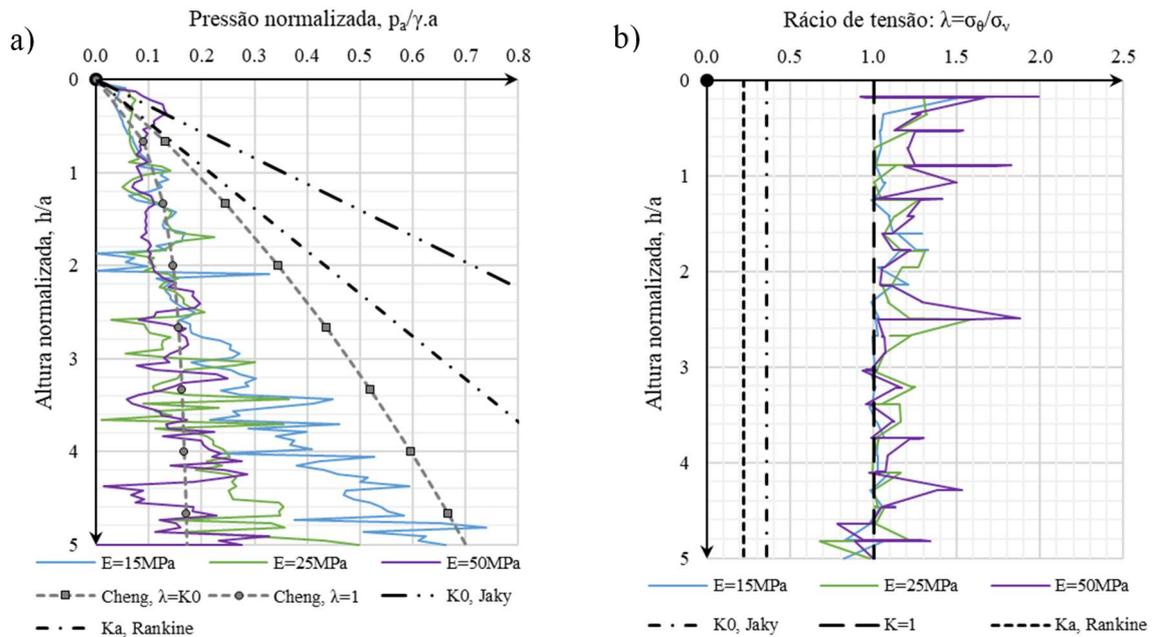


Figura 5.15 – Efeito do módulo de deformabilidade do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.

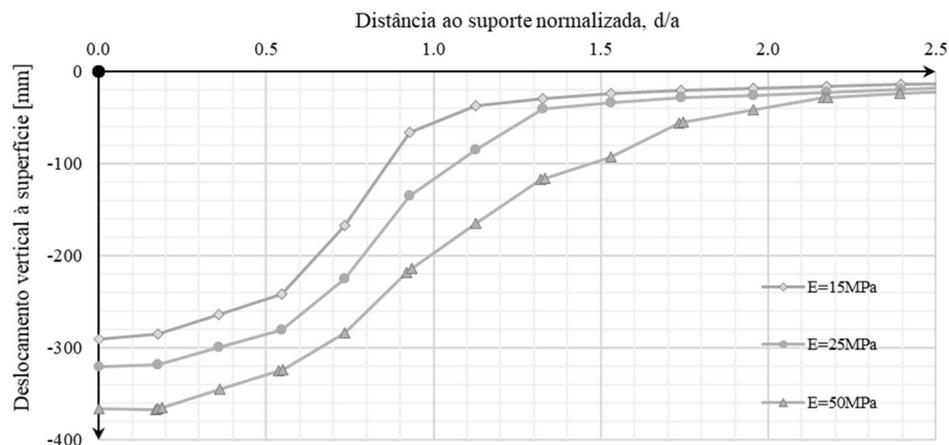


Figura 5.16 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços com diferente módulo de deformabilidade.

5.5.4 Coeficiente de impulso em repouso

Para avaliar o efeito do coeficiente de impulso em repouso (K_0) foram efetuados 3 novos cálculos onde se consideraram valores de 0,25, 0,5 e 1,0. Através da análise da Figura 5.17 (obtida para $S/H=0,4\%$) destacam-se imediatamente os resultados relativos a $K_0=1$, uma vez que o comportamento das curvas é bastante distinto, enquanto que os resultados obtidos para as restantes curvas podem considerar-se qualitativamente semelhantes com a pressão a aumentar ligeiramente com o incremento do K_0 . Para $K_0=1$ obtém-se uma distribuição de pressões que aumenta consideravelmente em profundidade apresentando inclusivamente uma concavidade oposta à observada nos outros cálculos. O facto da tensão circunferencial e da tensão radial serem logo no início do cálculo iguais à tensão vertical, isto é $\lambda=K=1$, potencia este tipo de comportamento e leva a que em vez do coeficiente K diminuir para K_a como é usual (ver Figura 5.4), seja maior em profundidade, tal como se pode constatar na Figura 5.17b). Por sua vez o λ tende também ele a exibir valores bastante superiores a 1, indicando que o efeito de arco neste modelo é bastante elevado. No que diz respeito aos assentamentos presentes na Figura 5.18, evidencia-se uma clara redução das deformações e da extensão da bacia com o aumento do coeficiente de impulso em repouso. De notar, que para o menor valor de K_0 considerado, a bacia de assentamentos estende-se por todo o modelo o que é justificado pelo facto do maciço se encontrar plastificado desde praticamente a geração do estado de tensão inicial.

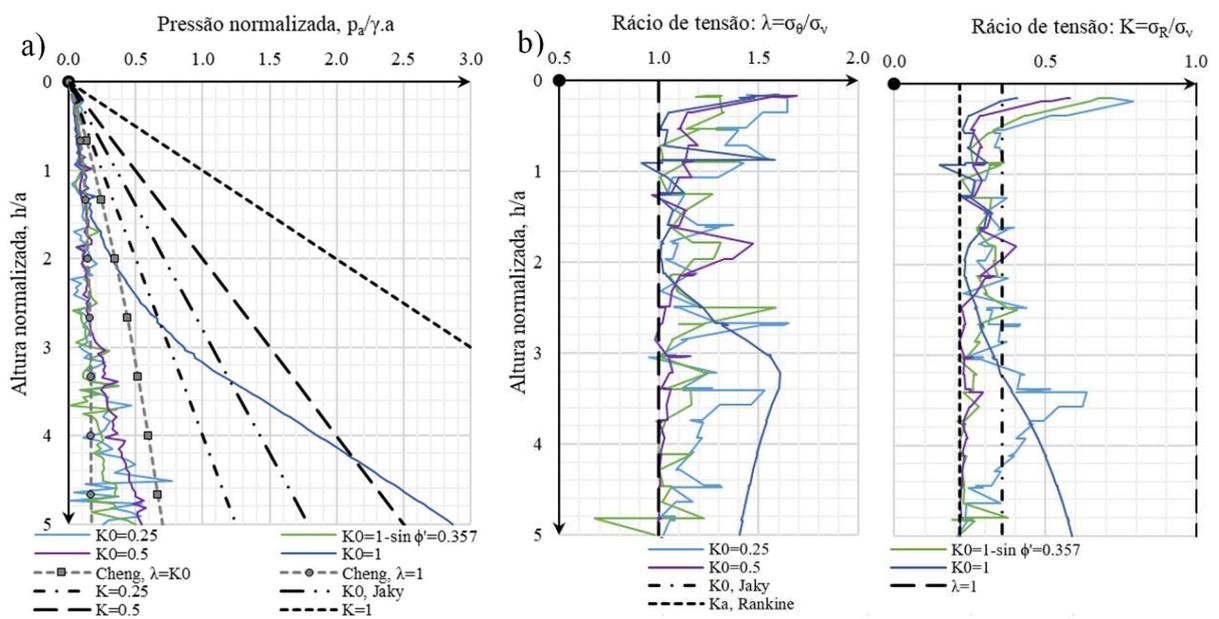


Figura 5.17 – Efeito do coeficiente de impulso em repouso do maciço contíguo: a) Variação da pressão em altura; b) Variação dos rácios de tensão circunferencial-vertical e radial-vertical em altura.

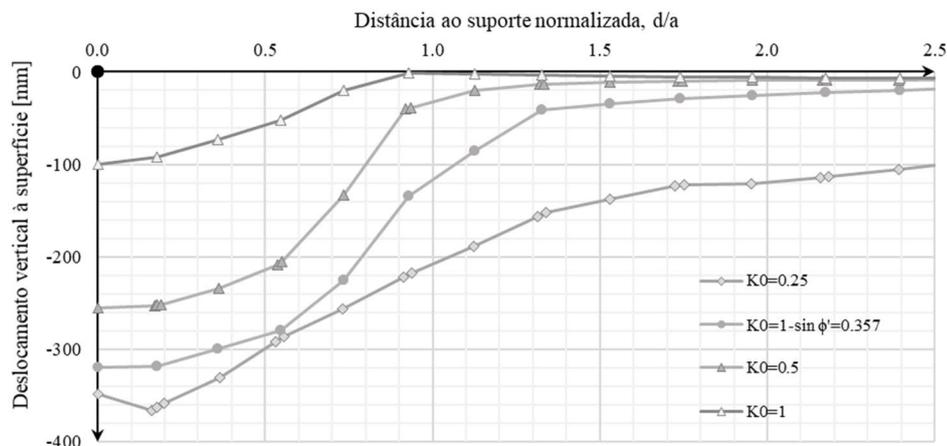


Figura 5.18 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços escavados em maciços com diferente coeficiente de impulso em repouso inicial.

5.6 Influência das características do suporte

Tal como se demonstrou anteriormente as características do suporte, nomeadamente a sua rigidez e o ângulo de atrito da interface solo-suporte, têm impacto no comportamento do poço pelo que são aspetos que devem ser analisados. Contudo, atendendo ao modelo numérico concebido existem algumas limitações que impossibilitam que estes dois estudos sejam efetuados sem restrições. Uma vez que no modelo numérico optou-se por impor um deslocamento radial aplicado no próprio suporte verifica-se que a rigidez do suporte não tem qualquer influência nos resultados. Uma forma de ultrapassar este aspeto seria optar por fazer a escavação do poço de forma progressiva sem impor quaisquer deslocamentos, mas tal levaria a que a distribuição de deslocamentos em profundidade não fosse uniforme e não se pudessem comparar os resultados com os obtidos pelos modelos físicos e pelas soluções analíticas. Por este motivo optou-se por não realizar este estudo. Relativamente à avaliação da influência da interface também se observaram algumas limitações devido, mais uma vez, à forma como o deslocamento estava imposto no modelo. Sendo a interface um elemento de ligação entre o solo e o suporte verificou-se que quando se utilizavam valores baixos de atrito o modelo não convergia porque o solo no tardo do suporte não tinha ligação a este e colapsava. Desta forma apenas foi possível efetuar análises em que o ângulo da interface fosse pelo menos igual ou superior a 50% do ângulo de resistência ao corte do solo. No próximo ponto apresentam-se os resultados possíveis acerca do efeito deste parâmetro no comportamento do poço.

5.6.1 Interface solo-suporte

Na impossibilidade referida de analisar mais variações ângulo de atrito solo-suporte efetuaram-se 2 cálculos adicionais onde se consideraram valores para este parâmetro correspondentes a 50% e 75% do ângulo de resistência ao corte do solo, isto é, 20 e 30°. Os resultados da pressão

normalizada obtidos para um deslocamento de $S/H=0,4\%$, presentes na Figura 5.19a), permitem verificar que existe uma influência deste parâmetro tendo-se que a sua redução se traduz num aumento da pressão atuante, algo que seria expectável, já que quanto menor o atrito maior será a componente de pressão radial. No que diz respeito ao rácio de tensão, verifica-se pela Figura 5.19b) que os resultados são praticamente iguais em todas as análises, mantendo-se a tendência para o λ aumentar com o aumento do deslocamento radial e ser igual ou superior a 1. Também ao nível da bacia de assentamentos representada na Figura 5.19 verifica-se que as análises produzem aproximadamente o mesmo resultado, evidenciando-se apenas que com a diminuição do atrito solo-suporte o deslocamento aumenta ligeiramente embora a bacia de assentamento tenda a ser mais estreita.

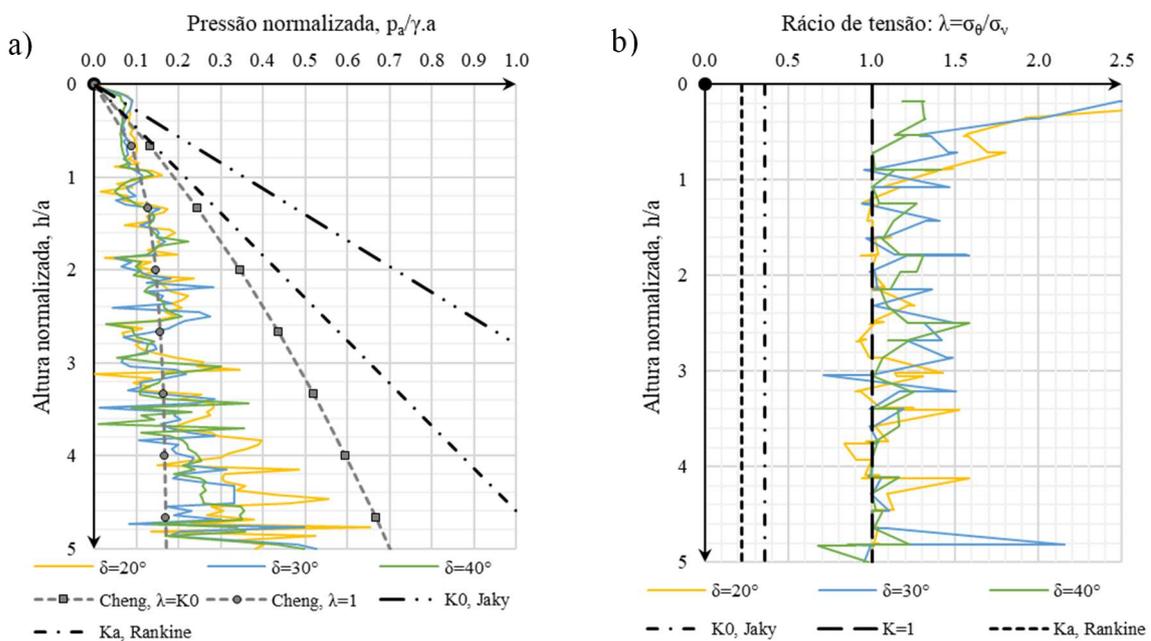


Figura 5.19 – Efeito da interface solo-suporte: a) Variação da pressão em altura; b) Variação do rácio de tensão em altura.

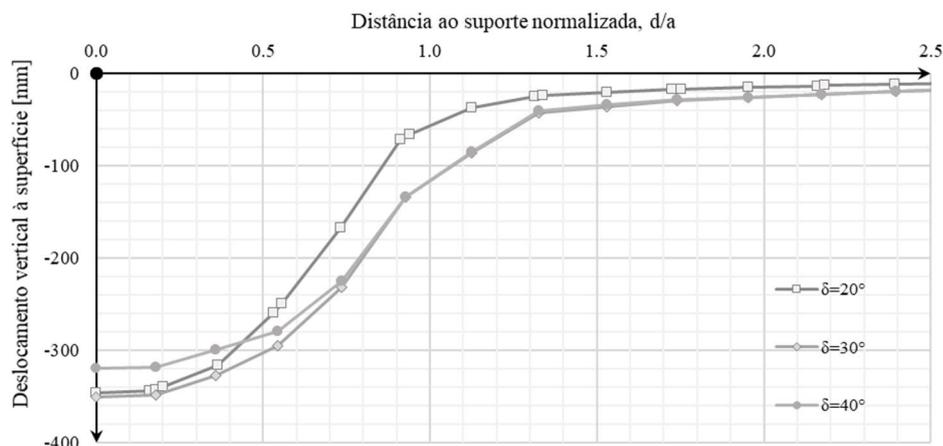


Figura 5.20 – Deslocamento vertical à superfície em função da distância ao suporte: poços com diferente ângulo de atrito na interface solo-suporte.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Principais considerações e conclusões

O recente crescimento da aplicação da geometria de secção curva à construção de poços em solos, outrora reservada apenas a maciços de elevada competência, levou a que as soluções disponíveis para a estimativa de pressões atuantes sobre o suporte de poços cilíndricos passassem a ter uma relevância adicional e surgissem novas soluções analíticas cuja validade e fiabilidade no dimensionamento ainda não se encontra comprovada. Assim, ainda é frequente serem utilizados para o dimensionamento destas estruturas métodos pouco adequados, como os que assumem estado plano de deformação, que têm tendência para sobrevalorizar a magnitude das pressões e que conduzem a soluções economicamente inapropriadas. Por outro lado, a necessidade da correta estimativa das pressões, bem como dos deslocamentos induzidos no maciço pela escavação, é de primordial importância também por critérios de segurança, de forma a evitar acidentes como o ocorrido na estação de Pinheiros do Metro de S. Paulo.

Neste trabalho procurou-se, numa primeira fase, efetuar uma revisão geral sobre esta temática discutindo o conceito por detrás desta nova tendência de utilização de poços cilíndricos em ambiente urbano. Tal deve-se, essencialmente, ao formato deste tipo de estruturas que tira partido do próprio solo, por ação de efeito de arco circunferencial, para contribuir para a resistência, necessitando por isso, de suportes significativamente mais leves do que os utilizados em estruturas convencionais, o que é uma clara vantagem económica. A revisão efetuada permitiu concluir que já existem no mercado diversas soluções construtivas que permitem efetuar a escavação deste tipo de poços de forma praticamente automatizada, embora as mais comuns ainda sejam as soluções tradicionais que passam pelo método da escavação vertical sequencial, em que o poço é aberto de forma faseada, por etapas verticais, sendo aplicado no seu contorno um suporte primário, geralmente constituído por betão projetado.

Em termos de dimensionamento um dos aspetos fundamentais passa pela correta estimativa das pressões atuantes sobre o poço, tendo-se neste trabalho analisado as soluções propostas por cinco diferentes autores. Verificou-se que a maioria destas soluções estimam uma curva de pressões com um crescimento acentuado na proximidade da superfície, mas que tende a estabilizar em torno de um valor fixo em profundidade, diferindo entre elas na magnitude dos

valores máximos estimados. A única exceção a esta regra está presente na solução de Prater (1977), cujo resultado a partir de uma dada profundidade tende, irrealisticamente para zero. A solução proposta por Terzaghi (1943) é apontada como demasiado conservativa por Tobar & Meguid (2010) e, a par com as soluções de Berezantzev (1958) e Liu et al. (2009), tem a limitação de assumir que a relação entre a tensão vertical e circunferencial é igual a 1 ($\lambda=1$). A solução proposta por Liu et al. (2009) é mais versátil, permitindo considerar parâmetros como a inclinação do poço e do terraplano ou o ângulo da interface solo-suporte, mas de acordo com o estudo paramétrico efetuado apresenta resultados pouco coerentes pelo que não se considera esta uma solução totalmente confiável. Por sua vez, a solução apresentada por Cheng et al. (2008) foi desenvolvida tendo por base a de Berezantzev (1958) com a possibilidade de se considerar uma relação entre a tensão vertical e circunferencial diferente de 1, sendo por isso mais generalista, razão pela qual foi adotada como referência para comparações neste trabalho. Os estudos paramétricos efetuados a todas as soluções permitiram concluir que variáveis como o raio do poço, o peso volúmico e o ângulo de resistência ao corte do solo influem fortemente as pressões atuantes no poço e devem por isso ser tidas em consideração aquando do dimensionamento.

O estudo do comportamento de poços de secção circular e de qual o seu típico mecanismo de rotura foi também efetuado por diversos autores com recurso a ensaios a modelos físicos. Esses estudos permitiram, igualmente, caracterizar adequadamente a forma como as pressões atuantes sobre o suporte e os assentamentos evoluem com a escavação, bem como, qual a influência de diversos fatores como o raio do poço, a compacidade do solo ou a rigidez do suporte. Os resultados desses ensaios demonstram que a pressão atuante decresce substancialmente com o deslocamento radial do suporte até se atingir uma pressão mínima de apenas cerca de 20% da inicial. Esta pressão mínima representa a condição ativa no solo e ocorre geralmente quando o deslocamento é superior a $S=0,2\%H$, embora este valor não seja totalmente consensual. Os resultados obtidos nos modelos físicos permitiram confirmar que a solução analítica proposta por Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$ parece ser adequada, conseguindo-se um bom ajuste para a maioria dos casos. O mecanismo de rotura desenvolvido é uma combinação do assumido por Berezantzev (1958) e Terzaghi (1943) na derivação das suas soluções analíticas, tendo-se constatado a formação de um cilindro praticamente vertical e de largura de cerca de 0,7 a 1,4 vezes o seu raio e que se estende a partir da superfície até uma profundidade de cerca de $0,8.h$, intersectando a esse nível um cone que passa pela base do poço e que tem uma inclinação próxima de $45^\circ + \phi/2$. Os modelos físicos permitiram ainda observar que a bacia de assentamentos se estende até aproximadamente 1 a 1,5 vezes o raio do poço.

Com o intuito de procurar verificar a aplicabilidade da modelação numérica por elementos finitos a este tipo de construção, foi elaborado um modelo numérico que procurou reproduzir o mais fielmente possível os modelos físicos por forma a facilitar a interpretação dos resultados.

Com base neste modelo foi possível confirmar, conforme proposto por Cheng et al. (2008), a tendência para λ crescer de K_0 a 1 e K diminuir de K_0 a Ka durante a escavação do poço, confirmando o aumento do efeito de arco circunferencial e a diminuição da pressão radial com o aumento do deslocamento do suporte. Os resultados numéricos encontram-se em quase total concordância com os obtidos nos modelos físicos, tendo-se um mecanismo de rotura parecido e uma bacia de assentamento que se estende por uma distância similar. Também os vários fatores analisados nos diversos estudos paramétricos revelaram uma tendência semelhante à observada nos modelos físicos, confirmando a viabilidade da utilização dos métodos numéricos para reproduzir adequadamente o comportamento do poço. Foi igualmente possível confirmar que a solução proposta por Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$ se adequa praticamente a todos os casos, independentemente das condições geométricas e das propriedades do solo e do suporte utilizadas, existindo apenas pequenas exceções que devem merecer uma análise mais detalhada.

Os resultados obtidos permitem concluir que as soluções analíticas, nomeadamente a de Cheng et al. (2008) para $\lambda=1$, estimam adequadamente a pressão atuante no suporte de poços circulares podendo ser utilizada no pré-dimensionamento deste tipo de estruturas. Por sua vez, os métodos numéricos revelaram-se capazes de reproduzir de uma forma praticamente integral todos os aspetos do comportamento dos poços observados em modelos reduzidos, pelo que se aconselha a sua utilização aquando do dimensionamento deste tipo de estruturas. Naturalmente, o ideal seria confrontar os resultados obtidos com os provenientes de obras reais, mas lamentavelmente, essa informação é ainda demasiado escassa, não se encontrando na bibliografia grandes casos de estudo que permitissem ter mais confiança e validar adequadamente a utilização destes métodos.

6.2 Trabalhos futuros

Finalizado este trabalho apresentam-se alguns tópicos que representam sugestões para trabalhos futuros que possam de alguma forma complementar o estudo desenvolvido e ultrapassar algumas das limitações verificadas no modelo numérico utilizado:

- Elaborar um estudo paramétrico semelhante, mas utilizando um modelo numérico que represente as condições de fundo e o faseamento construtivo da escavação;
- Tentar extrapolar as soluções analíticas para a geometria elíptica através da dedução de fatores empíricos obtidos por análise numérica;
- Aprofundar, a partir de um modelo adequado o estudo da influência da interface e da rigidez do suporte nas pressões atuantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A.E. Yates Group [online] Available from: <https://www.aeyates.co.uk/media/uploads/cat-283/thompson-road-uid-131.jpg> [Accessed 20 June 2018].
- Allenby, D. & Kilburn, D. (2012) An Introduction to the Practical Aspects of Sinking Pneumatic Caissons. In *Proceedings of the 3rd Int. Conf. On Shaft Design and Construction, London, UK*. IOM3, Vol., pp. 12.
- Almeida e Sousa, J. (2013) In *Estruturas de Suporte Flexíveis*, Obras de Escavação e Contenção, DEC Universidade de Coimbra.
- Arabian Boring General Contracting (2015) [online] Available from: <http://abgc.me/service-detail.php?id=36> [Accessed 19 June 2018].
- Arai, Y., Kusakabe, O., Murata, O. & Konishi, S. (2008) A Numerical Study on Ground Displacement and Stress During and after the Installation of Deep Circular Diaphragm Walls and Soil Excavation. *Computers and Geotechnics*, **35** (5), 791-807.
- Auld, F. A. (1979) Design of Concrete Shaft Linings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2-Research and Theory*, **67** (Sep), 817-832.
- Beaumont, P. (1971) Qanat Systems in Iran. *International Association of Scientific Hydrology. Bulletin*, **16** (1), 39-50.
- Berezantzev, V. G. (1958) Earth Pressure on the Cylindrical Retaining Walls. In *Proceedings of the Conference on earth pressure problems, Brussels* Vol. 2, pp. 21-27.
- Burger, W. & Rauer, M. (2012) Mechanized Shaft Sinking Methods for Hard and Medium Strength Rock. In *Proceedings of the 3rd Int. Conf. On Shaft Design and Construction, London, UK*. IOM3, Vol., pp. 5.
- Cehada, A., Turan, A. & Abed, F. (2015) *Numerical Investigation of Spatial Aspects of Soil Structure Interaction for Secant Pile Wall Circular Shafts*.
- Cheng, Y. M., Hu, Y. Y. & Wei, W. B. (2007) General Axisymmetric Active Earth Pressure by Method of Characteristics---Theory and Numerical Formulation. *International Journal of Geomechanics*, **7** (1), 1-15.
- Cheng, Y. M., Au, S. K., Hu, Y. Y. & Wei, W. B. (2008) Active Pressure for Circular Cut with Berezantzev's and Prater's Theories, Numerical Modeling and Field Measurements. *Soils and Foundations*, **48** (5), 621-631.
- Cho, J., Lim, H., Jeong, S. & Kim, K. (2015) Analysis of Lateral Earth Pressure on a Vertical Circular Shaft Considering the 3d Arching Effect. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **48**, 11-19.
- Chun, B. & Shin, Y. (2006) Active Earth Pressure Acting on the Cylindrical Retaining Wall of a Shaft. *South Korea Ground Environ. Eng. J.*, **7** (4), 15-24.
- CJC Engenharia e Projetos [online] Available from: <http://cjceng.com.br/br/> [Accessed 17/08/2018].
- Coulomb, C.-A. d. (1773) In *Memories De Mathematique Et De Physique. Academie Royal des Sciences par divers sans*, **7**, 343-382.

- Doig, P. J. (2012) Shaft Construction for Civil Engineering Projects. In *Proceedings of the 3rd Int. Conf. On Shaft Design and Construction, London, UK*. IOM3, Vol., pp. 13.
- Fujii, T., Hagiwara, T., Ueno, K. & Taguchi, A. (1994) Experiment and Analysis of Earth Pressure on an Axisymmetric Shaft in Sand. In *Proceedings of the International Conference on Centrifuge, Singapore*, pp. 791–796.
- Fujii, T., Hagiwara, T. & Kusakabe, O. (1996) Active Failure Mechanism of a Deep Circular Shaft in Dry Sand. In *Proceedings of the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 137-142.
- Garfinkel, Y., Vered, A. & Bar-Yosef, O. (2015) *The Domestication of Water: The Neolithic Well at Sha'ar Hagolan, Jordan Valley, Israel*.
- Goto, S., Muramatsu, M. & Sueoka, T. (1994) Ground Movement, Earth and Water Pressures Due to Shaft Excavations. In *Proceedings of the International Symposium on Underground Construction in Soft Ground, New delhi, India*, pp. 151-154.
- Hagiwara, T., Imamura, S., Fujii, T., Nomoto, T. & Kusakabe, O. (1998) Earth Pressure Acting on a Deep Circular Shaft and Associated Ground Deformation. In *Proceedings of the International Conference on Centrifuge, Tokyo, Japan*, pp. 643-648.
- Haß, H. & Schäfers, P. (2005) Application of Ground Freezing for Underground Construction in Soft Ground. In *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Taylor & Francis London, Vol., pp. 405-412.
- Herrenknecht AG. *Shaft Boring Roadheader (Sbr)*. [online] Available from: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/mining/shaft-boring-roadheader-sbr.html> [Accessed 19 June 2018].
- Herrenknecht AG. *Shaft Boring Machine (Sbm)*. [online] Available from: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/mining/shaft-boring-machine-sbm.html> [Accessed 19 June 2018].
- Herrenknecht AG. *Vertical Shaft Sinking Machine (Vsm)*. [online] Available from: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/vertical-shaft-sinking-machine-vsm.html> [Accessed 20 June 2018].
- Holl, G. W. & Fairon, E. G. (1973) A Review of Some Aspects of Shaft Design. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, **73**, 309-324.
- Imamura, S., Nomoto, T., Fujii, T. & Hagiwara, T. (1999) Earth Pressures Acting on a Deep Shaft and the Movements of Adjacent Ground in Sand. In *Proceedings of the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 647-652.
- Jaky, J. (1944) The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *J. of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- Jeong, S., Kim, K. & Lim, H. (2014) Three-Dimensional Arching Effect on Vertical Circular Shafts. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Seoul, Korea*, 79-85.
- Kim, K.-Y., Lee, D.-S., Cho, J., Jeong, S.-S. & Lee, S. (2013) The Effect of Arching Pressure on a Vertical Circular Shaft. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **37** (0), 10-21.
- Liu, F. Q., Wang, J. H. & Zhang, L. L. (2009) Analytical Solution of General Axisymmetric Active Earth Pressure. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **33** (4), 551-565.
- Liu, Z. & Meng, Y. (2015) Key Technologies of Drilling Process with Raise Boring Method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **7** (4), 385-394.

- Malcolm Drilling, I. *Cased Drilled Shafts Vancouver, Wa.* [online] Available from: <https://www.malcolmdrilling.com/projects/i-5sr502-interchange/> [Accessed 20 June 2018].
- Mancini Companies *Ric-Man Construction.* [online] Available from: <http://www.mancinicompanies.com/construction/experience/nggallery/page/5> [Accessed 20 June 2018].
- Matos Fernandes, M. d. (2006) *Mecânica Dos Solos: Conceitos E Princípios Fundamentais.* FEUP edições.
- Mays, L. W. (2008) A Very Brief History of Hydraulic Technology During Antiquity. *Environmental Fluid Mechanics*, **8** (5).
- Minestories *Raising Awareness.* [online] Available from: <http://minestories.com/> [Accessed 19 June 2018].
- Muramatsu, M. & Abe, Y. (1996) Considerations in Shaft Excavation and Peripheral Ground Deformation. In *Proceedings of the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 173-178.
- Pedro, A. (2013) *Geotechnical Investigation of Ivens Shaft in Lisbon.* PhD Thesis Imperial College London, London, UK.
- Popular Mechanics *How D.C. Is Going to Drill a Tunnel through Frozen Ground.* [online] Available from: <https://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/g2290/bore-a-tunnel-freeze-the-ground/> [Accessed 20 June 2018].
- Prater, E. G. (1977) Examination of Some Theories of Earth Pressure on Shaft Linings. *Canadian Geotechnical Journal*, **14** (1), 91-106.
- Rankine, W. J. M. (1857) Ii. On the Stability of Loose Earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, **147**, 9-27.
- Schmäh, P. (2007) Vertical Shaft Machines. State of the Art and Vision. *Acta Montanistica Slovaca Ročník*, **12**, 208-216.
- Schmäh, P., Künstle, B., Handke, N. & Berger, E. (2007) Further Developments and Outlook for Mechanised Shaft Sinking. *Glückauf mining reporter*, **1**, 30-38.
- Sheet Piling (UK) Ltd. *Case Study: Temporary Steel Sheet Pile Retaining Cofferdam, Lyme Valley.* [online] Available from: <https://www.sheetpilinguk.com/> [Accessed 20 June 2018].
- Sopko, J. A., Braun, B. & Chamberland, R. (2012) Largest Frozen Ground Excavation in North America for Excavation of Crown Pillar. In *Proceedings of the 3rd Int. Conf. On Shaft Design and Construction, London, UK.* IOM3, Vol., pp. 16.
- Sotecnisol SA [online] Available from: <https://www.sotecnisol.pt/> [Accessed 17/08/2018].
- Taylor, R. e. (2014) *Geotechnical Centrifuge Technology.* CRC Press.
- Tegel, W., Elburg, R., Hakelberg, D., Stäuble, H. & Büntgen, U. (2012) Early Neolithic Water Wells Reveal the World's Oldest Wood Architecture. *PLOS ONE*, **7** (12), e51374.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics.* New York.
- Tobar, T. & Meguid, M. A. (2009) Distribution of Active Earth Pressure on Vertical Shafts. In *Proceedings of the 62nd Canadian Geotechnical Conference, Halifax*, pp. 6.
- Tobar, T. & Meguid, M. A. (2010) Comparative Evaluation of Methods to Determine the Earth Pressure Distribution on Cylindrical Shafts: A Review. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **25** (2), 188-197.

- Tobar, T. & Meguid, M. A. (2011) Experimental Study of the Earth Pressure Distribution on Cylindrical Shafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **137** (11), 1121-1125.
- Topa Gomes, A. (2008) *Elliptical Shafts Open by the Sequential Excavation Method – Oporto Metro*. PhD thesis. University of Porto, Porto. (in Portuguese).
- Tunnel Business Magazine *Groundwater: For Tunneling, It's All About Control*. [online] Available from: <https://tunnelingonline.com/groundwater-tunneling-control/> [Accessed 20 June 2018].
- Tunnelling Journal *Products Page*. [online] Available from: <https://tunnellingjournal.com/products-page/> [Accessed 20 June 2018].
- Tynan, M. C., Russell, G. P., Perry, F. V., Kelley, R. E. & Champenois, S. T. (2017) *A Global Survey of Deep Underground Facilities; Examples of Geotechnical and Engineering Capabilities, Achievements, Challenges (Mines, Shafts, Tunnels, Boreholes, Sites and Underground Facilities for Nuclear Waste and Physics R&D): A Guide to Interactive Global Map Layers, Table Database, References and Notes*. INL/EXT-17-42285 United States 10.2172/1376880 INL English. ; Idaho National Lab. (INL), Idaho Falls, ID (United States). Medium: ED; Size: 220 p. pages.
- Ueno, K., Yokoyama, Y., Ohi, A. & Fujii, T. (1996) Earth Pressures Acting on Flexible Circular Shafts in Sand. In *Proceedings of the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, England*, pp. 237-242.
- Walz, B. (1973) Left Bracket Apparatus for Measuring the Three-Dimensional Active Soil Pressure on a Round Model Caisson Right Bracket. *Baumasch. Bautech.*, **20** (9), 339-344.
- Westergaard, H. M. (1940) Plastic State of Stress around a Deep Well. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, **27**, 1-5.
- WJ Groundwater *Lymm Uid Pumping Station Shaft*. [online] Available from: <http://wj-me.com/featured-projects/lymm-uid-pumping-station-shaft/> [Accessed 20 June 2018].
- Wong, R. C. K. & Kaiser, P. K. (1988) Design and Performance Evaluation of Vertical Shafts - Rational Shaft Design Method and Verification of Design Method. *Canadian Geotechnical Journal*, **25** (2), 320-337.