



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo**

**PATRICK KHERLAKIAN**

**ESTABILIDADE DE TUBOS METÁLICOS**  
**CORRUGADOS**

**CAMPINAS**  
**2018**

**PATRICK KHERLAKIAN**

**ESTABILIDADE DE TUBOS METÁLICOS  
CORRUGADOS**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

**Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior**

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO PATRICK KHERLAKIAN E ORIENTADO PELO PROF. DR. LUIZ CARLOS MARCOS VIEIRA JUNIOR.

---

**CAMPINAS**

**2018**

**Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s):** Não se aplica.

Ficha catalográfica  
Universidade Estadual de Campinas  
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura  
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

K528e Kherlakian, Patrick, 1992-  
Estabilidade de tubos metálicos corrugados / Patrick Kherlakian. –  
Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Orientador: Luiz Carlos Marcos Vieira Junior.  
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade  
de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Análise não-linear. 2. Estabilidade estrutural. 3. Análise de elementos  
finitos. I. Vieira Junior, Luiz Carlos Marcos, 1982-. II. Universidade Estadual de  
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

**Título em outro idioma:** Stability of corrugated metal pipe

**Palavras-chave em inglês:**

Nonlinear analysis

Structural stability

Finite element analysis

**Área de concentração:** Estruturas e Geotécnica

**Titulação:** Mestre em Engenharia Civil

**Banca examinadora:**

Luiz Carlos Marcos Vieira Junior [Orientador]

Saulo José de Castro Almeida

Wanderson Fernando Maia

**Data de defesa:** 04-12-2018

**Programa de Pós-Graduação:** Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E  
URBANISMO**

**ESTABILIDADE DE TUBOS METÁLICOS CORRUGADOS**

**Patrick Kherlakian**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

**Prof. Dr. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior  
Presidente e Orientador/FEC UNICAMP**

**Prof. Dr. Saulo José de Castro Almeida  
FEC UNICAMP**

**Prof. Dr. Wanderson Fernando Maia  
Universidade Federal de São Carlos**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 4 de dezembro de 2018

## RESUMO

Tubulações metálicas corrugadas são amplamente utilizadas como bueiros para drenagem de rodovias e como túneis para passagem de pessoas e animais. Essa estrutura apresenta uma boa relação custo-benefício e capacidade de suporte, que depende diretamente do solo que a envolve. Normalmente, esse solo adjacente é considerado com propriedades mecânicas homogêneas para o dimensionamento estrutural, o que nem sempre representa a realidade. Neste estudo buscou-se avaliar a influência de solos com propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas ao modo de instabilidade da tubulação metálica corrugada, além da pressão de sobrecarga que o conjunto aterro e tubulação é capaz de suportar. Empregaram-se análises paramétricas em conjunto com simulações em elementos finitos e análises estatísticas para obtenção dos resultados. Os parâmetros avaliados foram a distância de correlação das propriedades mecânicas do solo, diâmetro da tubulação e seu perfil de seção transversal. Os resultados obtidos mostraram que o modo de colapso da estrutura está intimamente ligado à plastificação da seção transversal e não foram observadas instabilidades elásticas. Além disso, as tensões limites encontradas nas tubulações pouco variaram em função da heterogeneidade do solo ou aumento de diâmetro. Por outro lado, as pressões de sobrecarga limite foram influenciadas por essa distribuição das propriedades mecânicas do solo e levaram a resultados mais críticos do que quando considerado um solo homogêneo. Os resultados foram então comparados com normas que contemplam o dimensionamento dessas estruturas e mostraram que a norma NCPSA (*National Corrugated Steel Pipe Association*) provê resultados satisfatórios em relação ao cálculo da pressão de sobrecarga. Entretanto, a limitação do dimensionamento através de tensões limites na estrutura não mostrou-se adequada. Por fim, tem-se que a distribuição probabilística que melhor representa a distribuição da pressão de sobrecarga crítica em um solo com propriedades mecânicas correlacionadas espacialmente para um dado perfil de seção transversal e diâmetro é a distribuição generalizada de valor extremo, entretanto, a distribuição normal por ser mais usual provê resultados satisfatórios.

**Palavra-chave:** Análise não-linear; Estabilidade estrutural; Análise de elementos finitos.

## ABSTRACT

Corrugated metal pipe are widely used as sewers for highway and road drainage and as tunnels for animals and people. This structure presents great cost-benefit and bearing capacity; note that the later relies on support from surrounding soil. Usually, the surrounding soil mechanical properties are considered as a homogenous material in regards to structural design, which is not always true. This study evaluates the influence of spatially correlated mechanical fields on the structural stability of corrugated metal pipes, and on the overload pressure of the pipe and embankment assembly. Parametrical analyses are performed through finite element simulations. The parameters evaluated herein are the soil's mechanical properties correlation distance, pipe's diameter, and profile cross-section. The results obtained lead to conclude that collapse mechanism is controlled by material yielding and neither buckling modes are prevalent. Therefore, limit stress is similar when soil's mechanical properties, pipe's diameter, and profile cross-section are varied. Conversely, critical overload pressures are affected by the variation of soil's mechanical properties and soil heterogeneity. The authors understand that limiting structural design by defining a critical stress shall not be recommended in design standards. The simulation results are compared to structural design standards and, although limiting capacity by stress demand, NCSIPA (National Corrugated Steel Pipe Association) provides satisfactory results. Finally, the probabilistic distributive function that best fit the variability of structural capacity of corrugated metal pipes buried in a heterogenous field is generalized extreme value function; a normal distribution function, however, also provides satisfactory results.

**Keyword:** Nonlinear analysis; Structural stability; Finite element analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema de drenagem utilizando tubulações metálicas corrugadas (NCSPA, 2008). .....	16
Figura 2 - Esquema de barras de travamento. ....	17
Figura 3 - Geometria de um corte transversal de uma tubulação metálica corrugada antes e depois da aplicação de um carregamento de aterro. ....	24
Figura 4 - Modelo em elementos finitos utilizado para simulação do ensaio de compressão, com tubulação modelada com elementos de casca. Sendo $u$ referente aos graus de liberdade de translação e $\theta$ referente aos graus de liberdade de rotação. ....	43
Figura 5 - Curva de encruamento utilizada para o aço do CMP.....	44
Figura 7 - Modelos em elementos finitos comparados para verificação da influência da condição de contorno.....	45
Figura 8 - Ensaio de compressão do CMP utilizando elementos de viga.....	47
Figura 9 - Plano de corte do solo modelado. ....	48
Figura 10 - Geometria do solo. Sendo $D$ o diâmetro da tubulação de CMP. Em laranja tem-se discretizados os bolsões de baixa compactação. As linhas em vermelho demonstram as regiões de condição de simetria em relação ao eixo $x$ e a linha em amarelo a condição de simetria em relação ao eixo $z$ . Sendo $u$ os graus de liberdade em relação a translação e $\theta$ a rotação. ....	49
Figura 11 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização do solo.....	50
Figura 12 - Formação de bolsões de baixa compactação .....	52
Figura 13 - Refino da malha do solo na região do CMP e presença dos bolsões de baixa compactação em amarelo.....	52
Figura 14 - Largura dos elementos do solo equivalente a duas ondas do perfil do CMP. ....	53
Figura 15 - Discretização de um perfil transversal do CMP. ....	54
Figura 16 - Perfil de tubulação corrugada metálica utilizado nas análises (mm).....	54
Figura 17 - (a) Orientação da seção transversal do CMP e eixo de coordenadas cilíndrico. Sendo 1 a direção principal, 2 a direção secundária, $t$ a tangente, $R$ o sentido do raio, e $Z$ o eixo longitudinal. Em (b) está renderizada 1 metro de uma tubulação metálica corrugada.....	55
Figura 18 - Superfície de contato entre solo (em vermelho) e CMP (círculos amarelos). ....	56

Figura 19 - Região de aplicação de deslocamento uniformemente distribuído.....	56
Figura 20 - Nós específicos de resposta da análise de elementos finitos. ....	57
Figura 21 - Diferentes campos randômicos conforme $\alpha$ aplicado.....	59
Figura 22 - Fluxograma de execução das múltiplas análises. ....	61
Figura 23 - Fluxograma de criação de modelos de elementos finitos para Abaqus. ....	63
Figura 26 - Resultados dos ensaios de compressão numéricos. ....	73
Figura 28 - Valores de pico encontrados nas análises de força axial máxima para um dos cenários de análise ( $\alpha = 0,5 D$ e $D = 5971,5$ mm).....	76
Figura 29 - Histogramas de força máxima de compressão axial no CMP para (a) $D = 1500$ e (b) $D = 5971,5$ mm. ....	77
Figura 30 - eCDF da força máxima de compressão axial (N) para (a) $D = 1500$ mm e $D = 5971,5$ mm. ....	77
Figura 31 - Histogramas de mudança de diâmetro (%) para (a) $D = 1500$ mm e (b) $D = 5971,5$ mm. ....	78
Figura 32 - eCDFs para a mudança de diâmetro vertical (%) para (a) $D = 1500$ mm e (b) $D = 5971,5$ mm. ....	79
Figura 33 - Comparação entre valores médios de tensão crítica para cenário de $\alpha$ e valores de norma (MPa).....	81
Figura 34 - Pressões de sobrecarga obtidas por diâmetro, agrupadas por perfil. Em vermelho tem-se a pressão da norma NCSPA e em azul a pressão obtida na simulação numérica. ....	84
Figura 35 - Curvas de pressão de sobrecarga obtidas nas simulações numéricas divididas pela pressão obtida pela norma NCSPA. ....	85
Figura 36 - Curvas de pressão de sobrecarga obtidas pela norma NCSPA divididas pela pressão de sobrecarga obtidas nas simulações numéricas. ....	86
Figura 37 - Superfície de resposta de pressão crítica para determinada área de seção transversal de perfil e diâmetro de tubulação. ....	88
Figura 39 - Comparação de distribuições probabilísticas no estudo estocástico sendo $D = 1500$ mm e .....	91
Figura 40 - Distribuições probabilísticas que melhor se adequam aos resultados obtidos de..	92
Figura 41 - Resultados de pressão crítica de sobrecarga para o estudo estocástico (perfis 1 e 8).....	94

Figura 42 - Resultados de pressão crítica de sobrecarga para o estudo estocástico (perfis 14 e 19).....	95
Figura 43 - Resultados de pressão crítica de sobrecarga para o estudo estocástico (perfis 28 e 34).....	96

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Perfis de tubulações metálicas corrugadas extraídos das ASTM A796 (2017). ....	46
Tabela 2 - Relação % compactação Proctor padrão e propriedades do solo. ....	51
Tabela 3 - Valores médios de força axial máxima (kN). ....	75
Tabela 4 - Valor médio de mudança de diâmetro (%). ....	78
Tabela 5 - Resultados do teste Kolmogorov-Smirnov. ....	80

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials
<b>ASTM</b>	American Society for Testing Materials
<b>ARMCO</b>	The American Rolling Mill Company
<b>ARTESP</b>	Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo
<b>CBEE</b>	Centro Brasileiro de Estudos em Ecologia de Estradas
<b>CHBDC</b>	Canadian Highway Bridge Design Code
<b>CMP</b>	Corrugated Metal Pipe
<b>CNT</b>	Confederação Nacional do Transporte
<b>COV</b>	Coefficiente de variação
<b>CSP</b>	Corrugated Steel Pipe
<b>DNIT</b>	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
<b>eCDF</b>	Empirical Cumulative Distributive Function
<b>NCSPA</b>	National Corrugated Steel Pipe Association

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS E USOS DE TUBOS METÁLICOS CORRUGADOS .....	15
1.2	REVISÃO HISTÓRICA .....	16
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>20</b>
2.1	OBJETIVO GERAL.....	20
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	20
<b>3</b>	<b>JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>21</b>
<b>4</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>23</b>
4.1	NORMAS TÉCNICAS .....	23
4.1.1.	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)</i> .	24
4.1.2.	<i>American Society for Testing Materials (ASTM) A796</i> .....	26
4.1.3.	<i>National Corrugated Steel Pipe Association (NCSPA) Corrugated Steel Pipe Design Manual</i> .....	26
4.1.4.	Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) .....	27
4.2.	PESQUISAS ESPECÍFICAS SOBRE TUBULAÇÕES METÁLICAS CORRUGADAS .....	28
4.2.1.	Luscher (1966) .....	28
4.2.2.	Duns e Butterfield (1971).....	28
4.2.3.	Moore (1989).....	30
4.2.4.	Moore et al. (1994).....	31
4.2.5.	McGrath et al. (2002) .....	31
4.2.6.	Uckan et al. (2015) .....	32
4.2.7.	Trickey et al. (2015) .....	32
4.2.8.	Wilson et al. (2015).....	33

4.2.9.	García e Moore (2015) .....	33
4.2.10.	Brown et al. (2014).....	34
4.2.11.	Vazouras et al. (2010) .....	34
4.2.12.	Comentários sobre pesquisas específicas de tubulações metálicas corrugadas .....	35
4.3.	PESQUISAS SOBRE GERAÇÃO DE MEIOS ESTOCÁSTICOS PARA SIMULAR A VARIABILIDADE DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO SOLO .....	36
4.3.1.	DeGroot e Baecher (1993) .....	36
4.3.2.	Phoon e Kulhawy (1999).....	37
4.3.3.	Popescu et al. (2005) .....	38
4.3.4.	Paice et al. (1996).....	39
4.3.5.	Griffiths e Fenton (2000).....	39
4.3.6.	Haldar e Babu (2007) .....	40
4.3.7.	Comentários sobre geração de meios estocásticos para simular a variabilidade das características mecânicas do solo .....	41
<b>5</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>42</b>
5.1.	DESENVOLVIMENTO DE MODELOS EM ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO ELEMENTOS DE VIGA E CASCA PARA MODELAGEM DO CMP EM ENSAIO DE COMPRESSÃO SEM SOLO .....	42
5.2.	GERAÇÃO DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARAMETRIZADO.....	48
5.2.1	Solo.....	48
5.2.2	Tubo metálico corrugado.....	53
5.2.3	Sobre o modelo.....	55
5.3	GERAÇÃO DE SOLOS COM PROPRIEDADES MECÂNICAS RANDÔMICAS ESPACIALMENTE CORRELACIONADAS .....	58
5.4	AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE UM SOLO RANDÔMICO ESPACIALMENTE CORRELACIONADO COM DIFERENTES COMPRIMENTOS DE ESCALA CARACTERÍSTICO NA INSTABILIDADE DE UMA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA.....	60
5.4.1	<i>Scripts</i> para execução de análises estocásticas para um perfil .....	60
5.4.2	<i>Scripts</i> para obtenção dos resultados das análises estocásticas para um perfil .....	64

5.4.3	<i>Script</i> para análise estatística dos resultados obtidos em um perfil .....	67
5.5	ESTUDO PARAMÉTRICO DE PERFIS E DIÂMETROS DE TUBULAÇÕES METÁLICAS CORRUGADAS NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL .....	68
5.6	ESTUDO PARAMÉTRICO E ESTOCÁSTICO AVALIANDO A INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA .....	69
<b>6</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>71</b>
6.1	ESTUDO COMPARATIVO ENTRE TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA SUBMETIDA A ENSAIO DE COMPRESSÃO SEM O SOLO MODELADA COM ELEMENTOS DE VIGA E ELEMENTOS DE CASCA .....	71
6.2	AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE UM SOLO RANDÔMICO ESPACIALMENTE CORRELACIONADO COM DIFERENTES COMPRIMENTOS DE ESCALA CARACTERÍSTICO NA INSTABILIDADE DE UMA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA .....	74
6.3	ESTUDO PARAMÉTRICO DE PERFIS E DIÂMETROS DE TUBULAÇÕES METÁLICAS CORRUGADAS NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL .....	82
6.4	ESTUDO PARAMÉTRICO E ESTOCÁSTICO AVALIANDO A INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA .....	88
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>99</b>
<b>8</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>102</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS E USOS DE TUBOS METÁLICOS CORRUGADOS

De acordo com a NCSPA (2008) o surgimento das tubulações de metal corrugado (*Corrugated Steel Pipe* – CSP ou *Corrugated Metal Pipe* – CMP) teve origem em 1896. A estrutura possui um amplo emprego no mundo e tem como principais vantagens: sua versatilidade através de diâmetros que variam de 150 mm a 15 m, além de poder ser empregada em diversas formas, como arcos, elipsoides, círculos, entre outros. Deve-se também ressaltar os diferentes comprimentos no qual existe, podendo chegar a mais de 24 metros. Outra vantagem é o fato de ser fabricado em aço, no qual as propriedades do material são bem definidas devido ao seu controlado processo de fabricação. É possível ainda garantir uma longa durabilidade por meio de revestimentos aplicados ao CMP, além de ser um produto com bom custo-benefício, principalmente devido ao seu método construtivo, que pode ser não-destrutivo, definido pela ABNT NBR 16091:2012 como uma obra subterrânea “sem interromper o tráfego e interferir com a estabilidade do maciço, de modo a evitar impactos socioeconômicos. Por fim, quando observado seu papel ecológico, tem-se o aço como sendo um material reciclável.

Dentre os principais usos de tubulações metálicas corrugadas pode-se citar sistemas de drenagem, nos quais são empregados como bueiros (Figura 1) e galerias, esgotos pluviais, pontes, sistemas de retenção e detenção, subdrenagem, para prevenção de erosão, barragens, diques e passagens para peixes. Quando aborda-se sistemas que não são de drenagem tem-se o uso na passagem de humanos e animais, tubulações de transporte, celeiros, sistemas de proteção, sistemas de ventilação para a agricultura, fundações e ventilação.



**Figura 1 - Sistema de drenagem utilizando tubulações metálicas corrugadas (NCSPA, 2008).**

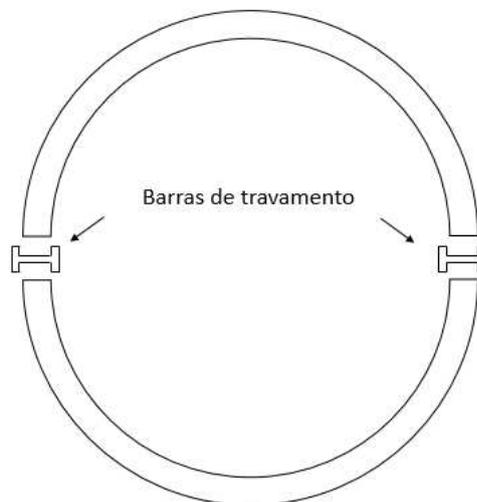
## **1.2 REVISÃO HISTÓRICA**

Esta seção é principalmente baseada no histórico apresentado no artigo de Watkins (2009). A utilização de tubulações na vida urbana ocorre desde a antiguidade. Desde 2500 A.C. os chineses já utilizavam o bambu para a condução de água; os gregos terracota; e na Pérsia tubulações de pedra. No império romano as tubulações faziam parte importante da infraestrutura de Roma. Durante o Renascimento tem-se a instalação dos esgotos subterrâneos de Paris e Londres, construídos a base de tijolos com as formas romanas dos arcos. Essas formas e seu conceito de utilizar a distribuição de esforços são “redescobertas” nos anos 1900 em muitas dessas tubulações. Deve-se ressaltar que até então tem-se a construção dessas estruturas de forma empírica, custosa e sem avaliações criteriosas em relação à segurança estrutural.

No início do século XX inicia-se o emprego das tubulações de metal corrugado, que só se tornaram possíveis devido a resultados de inventos e empregos anteriores. Por exemplo, durante a renascença tem-se tubulações de aço começando a serem utilizadas em armas de fogo. Já na Inglaterra, em 1824, amplia-se o emprego de tubulações de aço com

James Russell inventando um mecanismo de solda para tubulações. Entretanto, eram caras e manufaturadas eram essas estruturas, mas que tiveram seu custo reduzido com o processo Bessemer em 1855. O maior emprego dessas tubulações mais resistentes transformaram a vida dos centros urbanos, contribuindo para a infraestrutura das grandes metrópoles que existem hoje (Watkins, 2009).

Cates (1971) identifica quatro pontos importantes no desenvolvimento de tubulações metálicas: (i) a maior disponibilidade de ferro para a construção de novas tubulações em 1831, devido a construção da fornalha nos EUA; (ii) a era do aço começando 1855 na Inglaterra com o processo Bessemer de transformação. Devido aos fornos de fogo aberto em 1861 tem-se a produção em larga escala do aço. Até então, tem-se que as tubulações eram formadas a frio e sua conexão se dava basicamente forçando o encaixe de uma parte dentro da outra; (iii) o terceiro invento mais importante foram as barras de travamento nas tubulações de quase 9 metros, onde através de uma viga de seção H podia-se juntar duas metades da tubulação de modo rápido e eficiente (Figura 2). (iv) Tem-se, por fim, a solda elétrica automática, levando a produção de mais de 7 milhões de tubulações metálicas, a partir de 1920.



**Figura 2 - Esquema de barras de travamento.**

Tem-se no início do século XX a fundação da empresa norte-americana ARMCO (*The American Rolling Mill Company*), no estado de Ohio, sendo a primeira siderúrgica

totalmente integrada e o patenteamento por James Watson e Stanley Simpson da tubulação de metal corrugado, como uma alternativa a alvenaria e telhas de barro vitrificadas.

Entretanto, deve-se associar o uso do CMP a expansão do sistema rodoviário norte-americano. Após a segunda guerra mundial, o país era um labirinto de ruas locais desconectadas e fazia-se necessário a construção de um sistema de transporte interestadual, para conexões e fácil deslocamento no caso de evacuações, tropas, equipamentos e principalmente comércio e transporte. Em 29 de junho de 1956 o presidente Eisenhower assinou o “*Federal Aid Highway Act*”, e com o isso o sistema interestadual norte-americano estava para nascer.

Tais rodovias demandavam, portanto, sistemas de drenagem eficientes e de baixo-custo. Bueiros são partes essenciais desses sistemas interconectados, a fim de evitar problemas de erosão das pistas, ou mesmo acúmulo de água, e assim se faz presente o uso da tecnologia do CMP.

Dimensionamentos mais eficientes eram necessários para redução de custos e aumento da capacidade efetiva dessas estruturas. Um dos pontos do desenvolvimento da teoria de dimensionamento de tubulações para drenagem se deu no estado do Iowa, pois a cada verão as estradas de terra tornavam-se lamaçais devidos as fortes chuvas, tornando praticamente impossível o trânsito de automóveis. Assim, fazendeiros pressionaram o governo estadual sobre a questão. Para resolver o problema de drenagem, necessitava-se a instalação de bueiros, o que levou ao desenvolvimento da fórmula de Dean Anson Marston para o carregamento exercido pela terra sobre a tubulação. Deste modo, os fabricantes podiam construir as tubulações para suportar a carga de Marston. O projeto de drenagem das estradas foi um sucesso, o que chamou a atenção do governo federal norte-americano, levando-o a criação do “*Highway Research Board*”, com Marston sendo o seu primeiro diretor. Através do desenvolvimento desse projeto tem-se um ponto marcante na história das tubulações enterradas, que serviriam tanto para transmissão de água, gás, energia, petróleo, esgoto e drenagem de tempestades, metros e shopping centers.

Tem-se até então a formulação de Marston para tubulações rígidas. Segundo Marston os carregamentos provenientes da terra teriam que ser inferiores aos dos obtidos nos equipamentos de seu teste, mas não poderia calcular o quão menor essa magnitude. Um estudo foi conduzido então por seu aluno, M. G. Spangler que modificou sua fórmula, sendo

denominada como “*The Iowa Formula*” (Spangler e Schafer, 1938). Entretanto, no período a ARMCO Company começou a produção das tubulações flexíveis de aço corrugado, mas que utilizando a fórmula de Spangler produzia resultados não aplicáveis, o que levou ao abandono da equação. Spangler desenvolve então, em conjunto com R. K. Watkins, uma nova equação que leva em conta de maneira mais precisa os efeitos de suporte do solo nas laterais da tubulação, tornando-se clara que a resistência se dava através da interação solo-estrutura, denominando-a de fórmula modificada de Iowa (Watkins e Spangler, 1958). Tem-se assim como pré-requisito um solo de boa resistência para ajudar no suporte dos esforços solicitantes. Esses estudos iniciais avançaram, levando a dimensionamentos mais eficientes e a um emprego maior dos CMPs.

É importante ainda citar que tem-se uma queda dos custos dos CMPs quando sua conformação se dá a partir das bobinas de aço, que após desenroladas e conformadas são soldadas. O revestimento também é alterado de asfalto para o zinco galvanizado, depois para o alumínio e hoje pode-se encontrar revestimentos de polímeros, o que aumenta ainda mais o seu uso.

No Brasil, encontra-se registro do emprego de tubulações de ferro corrugado, da empresa ARMCO, em 1913, as quais seriam utilizadas como formas para a construção de tubulações de drenagem em concreto de alguns pontos da ferrovia Madeira-Mamoré (Bennit, 1913). Tem-se também empresa instalando sua primeira filial fora dos EUA, sendo o destino o Brasil, em 1914 (ARMCO STACO, 2011)

Em relação a normas e diretivas nacionais, encontra-se a estrutura denominada como tubos metálicos corrugados (DNIT, 2016). O manual do DNIT para drenagem apresenta gráficos de profundidade máxima na qual as tubulações podem ser enterradas. Já a ABNT NBR 16091: 2012 contém especificações em relação fabricação dessas estruturas. Informações sobre os materiais da tubulações e elementos de ligação são descritos, além do revestimento, seções geométricas, ensaios de controle dimensional, mecânicos e de revestimento. Não há diretivas em relação ao dimensionamento estrutural. Dentre os fabricantes nacionais a ARMCO STACO indica que a estrutura deve ser dimensionada de acordo com a AASHTO (2014).

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Analisar por meio de análises não-lineares de segunda ordem em elementos finitos a influência de um solo com propriedades mecânicas randômicas espacialmente correlacionadas na resistência ao colapso de uma tubulação de metal corrugado que está enterrada.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Avaliar a influência do fator de variabilidade das propriedades mecânicas do solo ( $\alpha$ ) e do diâmetro da tubulação. Essas variáveis serão analisadas no momento do colapso estrutural, e serão relacionadas ao esforço axial na linha média horizontal da tubulação de metal corrugado, a mudança de diâmetro vertical e a pressão de sobrecarga ao qual o aterro estará submetido. Para tanto, serão utilizadas análises não-lineares de 2ª ordem em elementos finitos.
- Comparar os resultados de esforço de compressão axial último e pressão de sobrecarga nos aterros provenientes das análises não-lineares com os valores obtidos em normas.
- Analisar a mudança de diâmetro vertical das tubulações de metal corrugado no momento do colapso estrutural.
- Obter qual distribuição probabilística melhor se adapta a resultados de pressão de sobrecarga do aterro no momento do colapso considerando-se um solo randômico com propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas

### 3 JUSTIFICATIVA

Tem-se a manutenção de estradas e rodovias como uma preocupação recorrente no Brasil, sendo a drenagem das mesmas um fator substancial. De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT), em 2016, 64,3% do investimento público federal em rodovias foram em manutenção e recuperação de estradas (CNT, 2017). Em um estudo da entidade (CNT, 2017b) tem-se nesse mesmo ano 17 quedas de barreiras, 5 pontes caídas e 103 erosões em pistas. Tubulações de metal corrugado tem ampla utilização como bueiros de drenagem e podem ajudar a minimizar tais riscos.

Outro emprego das tubulações metálicas corrugadas é sua utilização como passagem para animais. Segundo estimativa realizada pelo Centro Brasileiro de Estudos em Ecologia de Estradas (CBEE), 5 milhões de animais de grande porte são mortos anualmente por atropelamento em rodovias e estradas do Brasil (ABRA, 2017). Sendo empregadas como túneis interligando dois lados de um aterro, as tubulações metálicas corrugadas contribuem para que tais animais não cruzem as pistas. Em 2013, no estado de São Paulo, o qual possui a maior quilometragem de rodovias e estradas no país, cerca de 80 passagens apenas existiam em 3,5 mil quilômetros administrados pela Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo (ARTESP) (G1, 2018)

Apesar de normas e entidades apresentarem propostas para o dimensionamento dessas estruturas em relação a estabilidade, estudos como o de McGrath et al. (2002) apresentam que os procedimentos atuais levam a dimensionamentos conservadores das tubulações metálicas corrugadas. Por outro lado, grande parte dos estudos realizados desprezam a variabilidade das propriedades mecânicas do solo no estudo de tais tubulações. Pesquisas específicas como as realizadas por Paice et al. (1996), Popescu et al. (2005) e Haldar e Babu (2007), que consideram essa heterogeneidade do solo em outros problemas de geotecnia e fundações mostraram uma diminuição da capacidade de suporte dessas estruturas estudadas.

Tem-se no presente estudo o objetivo de avaliar a verificação da estabilidade estrutural proposta em normas de dimensionamento de tubulações metálicas corrugadas em comparação com valores encontrados através de simulações numéricas utilizando análises em elementos finitos, considerando ainda possíveis reduções de resistência estrutural proveniente

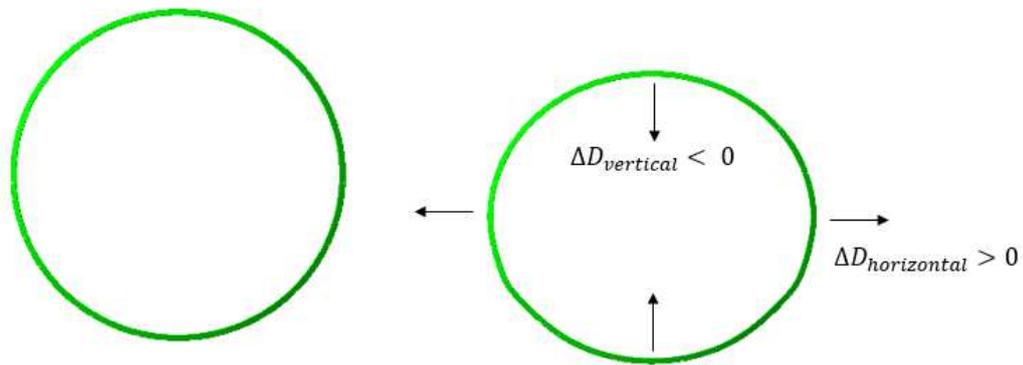
de propriedades mecânicas heterogêneas do solo. Dessa maneira pode-se buscar dimensionamentos mais eficazes, diminuindo custos e permitindo um maior emprego das tubulações metálicas corrugadas na solução de problemas como os apresentados.

## **4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

A revisão bibliográfica está dividida em 3 subseções de modo a buscar uma melhor organização. A primeira subseção versa sobre normas e manuais que abordam a questão da estabilidade estrutural das tubulações metálicas corrugadas. A segunda contemplou artigos científicos que tratam tubulações metálicas corrugadas, além de tubulações de aço em situações extremas, na qual grande parte dos estudos utilizam análises em elementos finitos. E a última subseção contém estudos focados na variabilidade das propriedades mecânicas do solo, geração de campos randômicos espacialmente correlacionados, e problemas de geotecnia e fundações que utilizam técnicas para a consideração de propriedades mecânicas heterogêneas.

### **4.1 NORMAS TÉCNICAS**

Tubulações podem ser classificadas como estruturas rígidas ou flexíveis. No caso das primeiras tem-se que devido a sua rigidez a estrutura não sofre deflexões acentuadas sem sofrer danos estruturais. Já as tubulações flexíveis possuem sua capacidade de suporte associada ao solo adjacente, o que permite a utilização de espessuras mais finas e um uso mais efetivo da tubulação. Sem o solo envolvendo a estrutura, tubulações flexíveis possuem uma baixa resistência à flexão. Quando submetidas a carregamentos de aterro, as tubulações tendem a ter seu diâmetro vertical reduzido e o horizontal aumentado, o qual é resistido através do aterro que o suporta, conforme ilustrado na Figura 3.



**Figura 3 - Geometria de um corte transversal de uma tubulação metálica corrugada antes e depois da aplicação de um carregamento de aterro.**

Um caso típico de tubulações flexíveis seriam as tubulações de metal corrugado. Apesar de sua flexibilidade, sua baixa espessura a torna suscetível ao colapso quando submetidas a esforços de compressão. Existem diversas normas e manuais que abordam o projeto de CMPs. Nesta subseção apresenta-se um estudo comparativo das normas, nos quais não serão abordadas questões de majoração de esforços e minoração de propriedades do material.

#### **4.1.1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)**

A AASHTO (2014) preconiza para o projeto de tubulações flexíveis verificações de segurança contra falhas estruturais. Os casos são: estados limites para a compressão; resistência a instabilidade; e de conexão (se aplicável). Na prática, a área da seção é inicialmente determinada com base nos esforços de compressão ao qual a estrutura está submetida. Em posse de tal valor deve-se realizar a verificação da estabilidade da estrutura. A AASHTO emprega duas equações para verificação das tensões críticas, baseando-se no diâmetro da tubulação.

A Equação 1 representa a interação entre a instabilidade geométrica e plastificação.

$$\text{se } S < \left(\frac{r}{k}\right) \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}, \quad \text{então } f_{cr} = F_u - \frac{\left(\frac{F_u k S}{r}\right)^2}{48E_m} \quad (1)$$

Para diâmetros maiores utiliza-se a verificação à flambagem, conforme a Equação 2:

$$\text{se } S > \left(\frac{r}{k}\right) \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}, \quad \text{então } f_{cr} = \frac{12E_m}{\left(\frac{kS}{r}\right)^2} \quad (2)$$

Onde:

- $S$  = diâmetro do tubo ou comprimento da estrutura de placa (pol.)
- $E_m$  = módulo de elasticidade (ksi)
- $F_u$  = resistência última do material (ksi)
- $f_{cr}$  = tensão crítica (ksi)
- $r$  = raio de giração da parede do tubo (pol.)
- $k$  = fator de rigidez do solo, considerado como 0,22

A AASHTO apresenta que a utilização de 0,22 para a rigidez do solo é um valor conservativo para os materiais de aterro recomendados para as estruturas de tubulação e arco, e este limite tem um longo histórico de uso em suas primeiras edições.

Através das Equações 1 e 2, caso a tensão crítica ( $f_{cr}$ ) seja menor que o limite de tensão baseado na compressão, a área da parede da tubulação é recalculada baseada no  $f_{cr}$ . A AASHTO também estabelece um limite de flexibilidade (fator de flexibilidade) para prevenir danos e deformações durante o manuseio e instalação.

Para drenos longos, a AASHTO não considera como limitante as tensões críticas de instabilidade. Tubulações metálicas longas são definidas pela norma como estruturas de placa e arcos metálicos que necessitam do uso de estruturas especiais, como por exemplo enrijecedores contínuos ou nervuras de reforço, ou formas especiais para qualquer caso no qual o raio de curvatura seja superior a 4 m no topo ou laterais da tubulação (exceto para drenos metálicos em formato retangular). McGrath et al. (2002) demonstram que as equações para cálculo das instabilidades em tubulações são excessivamente conservativas e não são válidas para estruturas de longo comprimento; assim, esses casos não são abordados pela norma da AASHTO.

#### 4.1.2. *American Society for Testing Materials (ASTM) A796*

Diretrizes de projeto para estruturas de metal corrugado são contempladas na ASTM A796 (2017) *Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Application*. As diretrizes para determinar o carregamento de instabilidade seguem os métodos apresentados pela AASHTO.

#### 4.1.3. *National Corrugated Steel Pipe Association (NCSPA) Corrugated Steel Pipe Design Manual*

O Instituto Americano de Aço e Ferro (*American Iron and Steel Institute - AISI*) desenvolveu um método de dimensionamento para estruturas de metal corrugado em 1967. Essa formulação vem sendo desde então atualizada e está presente no NCSPA (*National Corrugated Steel Pipe Association*) *Corrugated Steel Pipe Design Manual* (2008). Os critérios de resistência são abordados em três equações que representam a plastificação da seção transversal, sendo uma interação do escoamento e instabilidade do anel, e apenas instabilidade do anel. A tensão limite de compressão,  $f_b$ , é dada pelas Equações 3, 4 e 5:

$$f_b = f_y \quad \text{para } \frac{D}{r} \leq 294 \quad (3)$$

$$f_b = 40\,000 - 0,081 \left(\frac{D}{r}\right)^2 \quad \text{para } 294 < \frac{D}{r} \leq 500 \quad (4)$$

$$f_b = \frac{4,93 \times 10^9}{\left(\frac{D}{r}\right)^2} \quad \text{para } \frac{D}{r} > 500 \quad (5)$$

Onde:

$D$  = diâmetro ou comprimento (pol.)

$r$  = raio de giração da parede do tubo (pol.)

$f_y$  = tensão de escoamento (ksi)

As equações da NCSPA assumem como a tensão de escoamento  $f_y$  do CMP o valor de 227,5 MPa (33 ksi) e um módulo de elasticidade de 200 GPa (29 000 ksi). Substituindo esses valores, na equação (5) tem-se valores equivalentes com a equação da

AASHTO (equação 2) para um solo de rigidez  $k = 0,266$ . Pode-se observar nesse caso que as variáveis das Equações 3, 4 e 5 estão relacionadas apenas a tubulação metálica corrugada e a rigidez do solo torna-se uma constante.

#### 4.1.4. Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)

O CHBDC aborda estruturas enterradas, incluindo estruturas flexíveis que dependem da capacidade de suporte do solo. O método de projeto do CHBDC fornece orientação na resistência ao empuxo e a instabilidade, de forma similar a AISI e AASHTO, mas baseado em princípios de estados limite último, ao invés de tensões de projeto ou carregamentos de estado limite de serviço, representadas pelas Equações 6 e 7.

$$\text{Para } R \leq R_e, \quad f_b = F_m \left( F_y - \frac{(F_y K R)^2}{12 E r^2 \rho} \right) \quad (6)$$

$$\text{Para } R > R_e, \quad f_b = \frac{3 \rho F_m E}{\left( \frac{K R}{r} \right)^2} \quad (7)$$

Onde:

$f_b$  = tensão de compressão última (MPa)

$F_y$  = tensão de escoamento (MPa)

$E$  = módulo de elasticidade (MPa)

$R$  = raio de curvatura da parede (mm)

$r$  = raio de giração do perfil corrugado (mm)

$R_e = \frac{r}{K} \left[ \frac{6 E \rho}{F_y} \right]^{0.5}$  é o raio equivalente (mm)

$K$  = fator representando a rigidez relativa do tubo e do solo envolto.

$F_m$  e  $\rho$  são fatores que levam em conta a presença de tubulações espaçadas por pequenas distâncias e baixos cobrimentos, respectivamente. Esses efeitos não serão abordados neste estudo. A CHBDC também se difere da AASHTO e AISI pois utiliza uma verificação da combinação de resistência a compressão e flexão ao invés de um fator de flexibilidade para tratar condições de manuseio e instalação.

## 4.2. PESQUISAS ESPECÍFICAS SOBRE TUBULAÇÕES METÁLICAS CORRUGADAS

São apresentadas nesta subseção pesquisas sobre estabilidade estrutural de tubulações metálicas corrugadas, além de estudos que abordam tubulações enterradas, sua estabilidade e sua modelagem utilizando a metodologia em elementos finitos.

### 4.2.1. Luscher (1966)

Luscher concluiu que a estabilidade de tubulações envolvidas pelo solo possuem sua carga de colapso consideravelmente aumentada quando comparada à estrutura sem suporte. Sua pesquisa conduziu ao uso de molas de rigidez uniforme ao redor da circunferência da tubulação. A equação de Luscher (Equação 8) é hoje utilizada na AASHTO (2014) para tubulações termoplásticas.

$$p_{cr} = \frac{2 B R_w M_s E I^3}{R^{1.5}} \quad (8)$$

Onde B é o fator adimensional de distribuição de tensões não uniformes,  $M_s$  é o módulo do solo restringido e  $R_w$  é o fator de flutuabilidade (*water buoyancy factor*).

### 4.2.2. Duns e Butterfield (1971)

Os autores derivaram um conjunto de equações para prever o carregamento crítico elástico de cilindros de paredes delgadas enterrados. As equações estabelecidas mostram estar de acordo com resultados experimentais que utilizaram em casos de profundidades rasas e em areia de densidade média.

Diversas observações experimentais mostram que a carga elástica de flambagem dessas estruturas são um critério satisfatório para a prevenção de falhas. O estudo estabelece uma teoria para prever esse valor, considerando-se o cilindro enterrado em um meio elástico ideal. A solução é derivada a partir da equação de estabilidade de Donnell para cascas cilíndricas. No estudo, os autores a modificam para incluir os efeitos do solo que envolve a tubulação.

Um método teórico também é descrito para avaliar um módulo equivalente para a fundação em termos de suas propriedades elásticas e geométricas.

Para a formulação, são consideradas algumas características, como por exemplo, o solo sendo um meio perfeitamente elástico, isotrópico e uniforme; a instabilidade do cilindro deve ocorrer para valores de  $n \geq 7$ , sendo  $n$  o número de ondas; o estudo foi realizado em um estado plano de tensões. Tem-se proposta a Equação 9:

$$P_s^* = \frac{(2 - \nu_s)}{3(1 - \nu_s)} \frac{F_k E_s^*}{4n} \quad (9)$$

Onde:

- $P_s^*$  = pressão crítica na superfície
- $\nu_s$  = coeficiente de Poisson para o meio
- $F_k$  = fator para conversão do módulo da fundação
- $n$  = número característico do modo de flambagem

Já o número característico do modo de flambagem pode ser calculado pela Equação 10.

$$n = \sqrt[3]{\frac{3F_k \cdot E_s^*}{2 E_c^*}} \cdot \left(\frac{R}{t}\right) \quad (10)$$

Onde:

- $E_s^*$  = módulo de Young para o meio no estado plano de deformações
- $E_c^*$  = módulo de Young para o cilindro
- $R$  = raio do cilindro
- $t$  = espessura do cilindro

$E_s^*$  e  $E_c^*$  podem ser calculados pela Equação 11:

$$E_s^* = \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}, E_c^* = \frac{E_c}{(1 - \nu_c^2)} \quad (11)$$

Onde:  $\nu_c$  = módulo de Poisson para o cilindro.

Para casos onde  $Z > 4R$ ,  $F_k \cong 1$ , onde  $Z$  = altura do aterro acima da crista do cilindro.

### 4.2.3. Moore (1989)

O estudo apresenta a análise de diferentes combinações de tubulações e carregamentos utilizando cálculos analíticos. É proposto ainda fatores de ajuste para perfis de solo em camadas e para seções transversais não circulares. Em relação a estabilidade global as tubulações são tratadas como paredes sólidas e a estabilidade depende apenas de seu momento de inércia.

Modelos teóricos e dados experimentais são revistos para tubulações flexíveis enterradas. A maneira mais adequada para considerar-se a presença de solo no modelo são as soluções lineares de flambagem, embasadas em modelos elásticos. Através da análise de dados experimentais e de teorias é confirmado que é preferível utilizar o empuxo máximo ao invés da média de empuxo no arco para a caracterização de carregamentos nas estruturas.

Diversos fatores são recomendados para o uso e calibração das teorias, quando utilizadas no dimensionamento dos tubos. Segundo os autores, tradicionalmente a instabilidade dos CMPs são prevenidas por bons aterros laterais, mas tal abordagem nem sempre leva a melhor solução em termos de economia e segurança. Para estruturas suportadas pelo solo, uma combinação da rigidez a flexão do sistema solo-estrutura deve ser considerada. Geralmente, essas estruturas aumentam a resistência a instabilidade significativamente, sendo assim, tem-se que testes sem a consideração do meio não são representativos.

No artigo, dois tipos de flambagem são consideradas por teorias para tubulações enterradas: (1) Teorias de multi-ondas lineares. Essas consideram a resistência a flambagem elástica como o número de ondas formados ao redor da circunferência. (2) Teoria de onda

única. A estabilidade da estrutura é considerada como um única onda que se move em direção ao centro da forma. O estudo recomenda a utilização de teorias de multi-ondas para prevenir flambagens elásticas.

Moore em seu estudo apresenta ainda que a idealização de fundações de Winkler para tubulações enterradas (tubulação apoiada em molas em torno de sua circunferência) eram muito conservativas.

#### 4.2.4. Moore et al. (1994)

Concluiu-se no estudo que modelar o suporte do solo como um meio contínuo altera relativamente a contribuição solo e tubulação na capacidade de flambagem, e aumenta a capacidade de resistência para casos de maior comprimento. O estudo mostra que o projeto dessas estruturas quanto a instabilidade, quando baseados na mecânica do contínuo, proveem uma melhor aproximação. Em termos de tensão crítica para instabilidade,  $p_{cr}$ , Moore et al. (1994) propõe através da Equação 12:

$$p_{cr} = \frac{1.2 C_n M_s K_b^{\frac{2}{3}} EI^{\frac{1}{3}} R_h}{R} \quad (12)$$

Onde  $C_n$  é um fator de calibração escalar para a consideração de efeitos não lineares e  $R_h$  para a consideração da não-uniformidade do suporte do solo.

#### 4.2.5. McGrath et al. (2002)

McGrath et al. (2002) propõe modificações na AASHTO para bueiros metálicos de longo comprimento, no qual sugere que a instabilidade seja verificada baseada nos estudos de Moore. Os autores ressaltam que a norma considera a rigidez da mola e do solo através de  $(M_s EI)^{0.5} / R^{1.5}$ , enquanto as teorias do meio contínuo consideram como  $(EI)^{1/3} M_s^{2/3} / R$ .

Essa formulação tem o efeito de diminuir a importância da rigidez da tubulação, aumentando a do solo, e talvez o mais importante reduzindo a influência do raio de  $1/R^{1.5}$  para  $1/R$ . Essas alterações levam a um aumento da capacidade de resistências à instabilidade para tubulações longas.

#### **4.2.6. Uckan et al. (2015)**

A estabilidade estrutural de tubulações em condições extremas também foram tópicos de pesquisa. Os autores apresentaram um estudo numérico da resposta de tubulações enterrada no caso de sismos em regiões de falha geológica. O autor propõe um modelo numérico simplificado para a simulação dessas estruturas, uma vez que as simulações 3D de sismos em tubos enterrados são custosas computacionalmente. O modelo proposto permite a formação de rótulas plásticas devido aos movimentos sísmicos, determinação do comprimento crítico, além de valores de tensão e deformação nas laterais da tubulação. A simplificação consiste na modelagem da tubulação como um elemento de viga e a iteração solo estrutura como molas, a qual foi validada através de um modelo 3D no *software* Abaqus (2012). É importante notar que a instabilidade global não é abordada no modelo simplificado dos autores.

#### **4.2.7. Trickey et al. (2015)**

Os autores apresentaram um estudo paramétrico de momentos fletores induzidos pelo congelamento de tubulações de ferro. Foi utilizado um modelo de elementos finitos para as análises, no qual o solo foi discretizado como um volume retangular elástico e com condições de contorno de simetria, a fim de reduzir o custo computacional. O *solver* utilizado para as análises foi o Abaqus 6.7 (2007). De acordo com os autores, várias técnicas podem ser utilizadas para modelar as tubulações, entre elas elementos de casca, viga, ou sólidos. Para o caso em questão utilizou-se elementos sólidos que apesar de não permitirem a obtenção de resultados de momentos circunferenciais, proveem resultado de momentos fletores

longitudinais com sucesso. Seus resultados mostraram que os esforços aos quais essas estruturas estão submetidas são o suficiente para causar fraturas no material. A variação das propriedades mecânicas do solo no estudo apresentaram pouca influência nos momentos fletores da estrutura.

#### **4.2.8. Wilson et al. (2015)**

Tubulações de ferro fundido são estruturas que vem sendo utilizadas a mais de 100 anos. Os autores analisaram a probabilidade de falha das estruturas de grande diâmetro através de um estudo estocástico utilizando simulações de Monte Carlo. Os resultados obtidos demonstram que as variáveis de maior influência foram o diâmetro e a profundidade na qual as tubulações estão enterradas. Outra variável de grande importância no estudo foi a corrosão à qual estão submetidas. Para as análises foram utilizados modelos analíticos para o cálculo dos carregamentos e esforços solicitantes, além da corrosão.

#### **4.2.9. García e Moore (2015)**

Tubulações de metal corrugado, no caso bueiros, são estruturas metálicas que apesar de possuírem revestimento para proteção da corrosão, ainda assim possuem suscetibilidade a deterioração no caso de problemas com o mesmo. Os autores executaram testes laboratoriais em tubulações de 1,2 m que sofreram determinada corrosão, mas que foram recuperadas. A técnica utilizada foi a de um revestimento por spray cimentício. Os resultados obtidos no estudo mostram que as estruturas, antes consideradas como flexíveis apresentaram comportamento semi-rígido após a recuperação estrutural.

#### 4.2.10. Brown et al. (2014)

Os autores utilizaram simulações de elementos finitos para examinar tubulações de ferro fundido deterioradas que foram recuperadas através do método de cura in-loco. São levados em consideração no problema o material ortotrópico e não linear da reparação. O *software* utilizado foi o Abaqus 6.9 (2009) no qual utilizou-se condições de simetria de modo a simular apenas um quarto da tubulação. Como o método de recuperação da tubulação funciona como uma tubulação interna e em contato com a corroída, foram consideradas condições de contato entre ambas sem fricção e com contato normal entre as superfícies. Os resultados obtidos mostram que o comportamento dos revestimentos são regidos por sua resistência axial, ao invés de propriedades de resistência multiaxial.

#### 4.2.11. Vazouras et al. (2010)

Os autores apresentaram um estudo no qual analisou-se o comportamento mecânico de tubulações de aço enterradas que atravessam uma região de falha tectônica. Os autores utilizaram o *software* Abaqus para a modelagem numérica, onde o solo foi modelado como elementos sólidos com 8 nós e integração reduzida, enquanto a tubulação em elementos de casca de 4 nós e integração reduzida. Ambos os materiais foram discretizados com formulações não-lineares, sendo o solo utilizando o modelo de Mohr-Coulomb. A iteração solo-estrutura foi modelada através de iterações de contato, sendo o coeficiente de atrito de 0,3 e um contato normal no qual permite-se a separação da tubulação do solo. Foi conduzido então um estudo paramétrico no qual variou-se a relação diâmetro-espessura das tubulações, além de condições do solo. Através das análises realizadas, o modo de falha predominante encontrado foi a instabilidade local. Em solos coesivos concluiu-se que em condições de solo mole há uma maior capacidade de deformação dos tubos. O mesmo comportamento é observado em solos não coesivos. Apresenta-se ainda que tubulações de paredes espessas não apresentaram instabilidade geométrica, e sua falha se dá principalmente devido à resistência a tração. Como resultado, tem-se diagramas nos quais estão apresentados valores críticos de

deslocamento da falha e a deformação crítica correspondente, versus a relação diâmetro-espessura da tubulação. Propôs-se ainda um modelo analítico simplificado.

#### **4.2.12. Comentários sobre pesquisas específicas de tubulações metálicas corrugadas**

Por meio da revisão bibliográfica realizada sobre pesquisas específicas de tubulações metálicas corrugadas tem-se diferentes abordagens em como considerar a influência da rigidez do solo na estabilidade estrutural da tubulação. No artigo de Luscher a modelagem do solo se dá por meio de molas elásticas ao redor da tubulação (Luscher, 1966), entretanto, segundo o estudo de Moore (1989) apresenta-se que fundações de Winkler são aproximações muito conservadoras para a representação da rigidez do solo e o posicionamento é reforçado por McGrath et al. (2002). Moore et al. (1994) apresentam que representar o solo como meios elásticos contínuos é uma abordagem que provê melhores resultados. Tratando-se da obtenção das tensões críticas da estrutura tem-se em Duns e Butterfield (1971) que o carregamento elástico crítico é um critério satisfatório para tubulações cilíndricas de paredes delgadas, na prevenção de falhas estruturais.

Analisando-se os modelos numéricos em elementos finitos desenvolvidos pelos autores estudados, tem-se Uckan et al. (2015) modelando as tubulações cilíndricas e solo através de elementos 3D, mas ressaltam o custo computacional que a abordagem acarreta. Trickey et al. (2015) também utilizam a mesma abordagem mas fazem uso de condições de simetria no modelo para simplificação e diminuição de tempo de processamento. No estudo de Brown et al. (2014) condições de simetria são empregadas para modelagem de apenas um quarto de tubulação. Por fim, Vazouras et al. (2010) modelam tubulações através de elementos quadriláteros de casca com integração reduzida, enquanto o solo através de elementos sólidos hexaédricos, ambos com a atribuição de materiais não-lineares sendo o solo através do modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb. Todos os estudos que fizeram uso de simulações em elementos finitos utilizaram o *solver* Abaqus em diferentes versões.

### **4.3. PESQUISAS SOBRE GERAÇÃO DE MEIOS ESTOCÁSTICOS PARA SIMULAR A VARIABILIDADE DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO SOLO**

Os estudos apresentados nesta subseção discutem sobre considerações da variabilidade das propriedades mecânicas do solo.

#### **4.3.1. DeGroot e Baecher (1993)**

Segundo os autores, a variabilidade das propriedades do solo normalmente é modelada como superfícies que seguem uma tendência e apresentam uma variação dessa superfície. Com o advento de modelos construídos computacionalmente, procedimentos estatísticos são aplicados comumente para estimar essas superfícies e suas variações.

No texto os autores informam que a análise de dados baseados estatisticamente tem sido introduzida na engenharia geotécnica com o objetivo de desenvolver métodos mais racionais de projeto e construção. A metodologia visa introduzir uma abordagem analítica para lidar com as incertezas obtidas durante a obtenção de dados do solo. Permite-se assim aos projetistas evitar apenas confiar em seus julgamentos e permite projetos mais confiáveis e econômicos. Normalmente, são levantados pontos de medição do solo no local de construção durante a sondagem, mas as regiões nas quais não existem informações, faz-se necessário uma estimativa. Métodos tradicionais de interpolação tendem a ignorar o fato de que as propriedades do solo apresentam uma correlação espacial. Quando leva-se em conta esse fator, tem-se melhores aproximações.

Segundo os autores, na literatura geotécnica, duas práticas existem para estimar esses valores sendo elas a estimativa por momento e a estimação inversa a partir de interpolações estocásticas. Um terceiro método tem se mostrado aplicável que seria o da máxima verossimilhança. A variação espacial é convenientemente expressa como uma soma de uma tendência com sua função residual. Os autores informam que na prática, essa função que contem a tendência é estimada a partir de regressões, e as residuais normalmente não são

relacionadas. Entretanto, assumir que as residuais não possuem correlação é algo que se contrapõe aos dados de um solo, a não ser que os pontos de levantamento estejam muito afastados. As propriedades do solo tendem a apresentar uma forte correlação espacial, que se manifesta nas ondulações das funções residuais em relação a sua tendência.

O grau de correlação espacial normalmente é expresso por uma função de autocovariância. Normalmente a covariância é elevada em regiões próximas e tende a zero quando afastadas. No artigo é apresentado que pode-se assumir o comportamento de covariância diferente em cada direção, horizontal e vertical, sendo isotrópica na horizontal e anisotrópica na vertical. A correlação entre os solos tende a ser menor verticalmente.

Segundo os autores, as funções de autocovariância mais utilizadas na prática são a exponencial e exponencial quadrática para descrever a correlação das propriedades dos solos (Baecher et al. 1982; Vanmarcke 1977 apud DeGroot e Baecher 1993). A função esférica é também comumente aplicada em geoestatísticas de mineração.

#### **4.3.2. Phoon e Kulhawy (1999)**

De acordo com os autores, a variabilidade geotécnica é um comportamento complexo e resulta de diversas fontes de incerteza. As três fontes primárias são provenientes da variabilidade das propriedades do solo, erros de medição, e tratamento dessas incertezas. Para o tratamento das variabilidades do solo modela-se ele como um campo aleatório, que pode ser discretizada através de um coeficiente de variação e uma escala de flutuação. Erros de medida são obtidos de medições de campo usando um simples modelo probabilístico ou são determinados diretamente a partir de programas comparativos de testes laboratoriais. Os autores basearam-se em uma extensa revisão da literatura, na qual o coeficiente de variação (COV) das propriedades do solo, escala de variabilidade, e o coeficiente de variação dos erros de medida são avaliados em detalhe, em conjunto com o tipo de solo e uma variação aproximada do valor médio para os quais os COV são aplicáveis.

Segundo os autores, para a determinação da variabilidade do solo, a princípio, o projeto deve selecionar fatores de resistência baseados em dados do local de estudo. Na falta de tais informações, pode-se utilizar como aproximações iniciais valores de coeficiente de

variação das propriedades do solo, que estão contidos em um determinado intervalo mostrado no estudo. Os autores denotam ainda que mesmo com dados do local de projeto para uma análise estatística, uma abordagem mais robusta seria combinar as informações colhidas *in-situ* com esses valores recomendados, através de técnicas Bayesianas.

#### **4.3.3. Popescu et al. (2005)**

O estudo dos autores analisa os efeitos de propriedades randômicas do solo e seus efeitos na sua capacidade de suporte. A propriedade estocástica do solo considerada foi a resistência ao cisalhamento do solo não drenado e foram consideradas duas fontes de incertezas, sendo a primeira a variabilidade espacial, a qual foi modelada como um campo estocástico homogêneo não-gaussiano, e a segunda é a incerteza nas estimativas dos valores esperados, sendo modeladas como uma variável randômica. As duas fontes de incerteza foram tratadas separadamente, antes de serem analisadas em conjunto. Uma análise de Monte Carlo foi realizada posteriormente em conjunto com análises não-lineares em elementos finitos. No estudo demonstra-se que as variações espaciais da propriedade de resistência ao cisalhamento podem modificar drasticamente a forma do modo do mecanismo de falha quando analisado a capacidade de suporte do solo. Desta forma, os autores concluem que devido a essa mudança constante não existe uma superfície média de falha, sendo o método de Monte Carlo o único capaz de prover resultados para problemas de geomecânica. Este comportamento do mecanismo de falha também leva a reduções substanciais da capacidade carregamento, quando comparado a um solo homogêneo. O estudo aborda também uma análise estocástica aplicando recalques diferenciais.

O estudo paramétrico que foi realizado utilizou-se de curvas de fragilidade para investigar os efeitos dos parâmetros envolvidos na redução da capacidade de carga. Observou-se que os parâmetro de maior influência são o coeficiente de variação e a distribuição probabilística marginal da resistência do solo ao cisalhamento, que produzem diferentes valores de recalque em um solo heterogêneo. No estudo, a função de correlação utilizada foi a de decaimento exponencial, que é expressa pela Equação 13.

$$p(\xi) = \frac{\cos \left[ (b_2 + 1) \tan^{-1} \frac{\xi}{b_1} \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{\xi}{b_1} \right)^2 \right]^{(b_2+1)/2}} \quad (13)$$

Onde:  $p(\xi)$  é a função de correlação,  $\xi$  a distância no espaço, e  $b_1$  e  $b_2$  parâmetros do modelo.

Por fim, introduziu-se uma técnica para determinação de uma curva de fragilidade que leve em conta a variação das propriedades do solo no espaço e as incertezas da resistência do solo.

#### 4.3.4. Paice et al. (1996)

O efeito de uma rigidez do solo randômico e espacialmente correlacionada no recalque diferencial no centro de uma região uniformemente carregada é o foco do estudo. Uma análise de Monte Carlo combinada com simulações foi utilizada para o problema onde o módulo de Young era variável e o coeficiente de Poisson fixo. A partir de uma média fixa e de um desvio padrão, o módulo de Young foi simulado usando uma estrutura de correlação espacial a partir de um método de subdivisão local média (LAS). Os resultados do estudo paramétrico foram comparados com valores determinísticos para avaliar o comportamento do conjunto. Os resultados mostram um aumento do recalque diferencial. Para os casos no qual o coeficiente de variação está em seu limite superior, no valor de 0,42, tem-se recalques aproximadamente 12% maiores que os valores encontrados de maneira determinística.

#### 4.3.5. Griffiths e Fenton (2000)

O estudo apresenta uma investigação na estabilidade de encostas de argila não drenadas no qual sua resistência ao cisalhamento varia randomicamente no espaço. Os resultados levam a uma comparação entre a probabilidade de falha da encosta através do

tradicional fator de segurança para um conjunto de dados estaticamente definidos de resistência ao cisalhamento. Os resultados mostram a influência da correlação espacial das variáveis, que não são abordadas em estudos convencionais probabilísticos em geotecnia. A variabilidade da resistência ao cisalhamento do solo não drenado foi considerada como uma distribuição lognormal. Foi conduzido também um estudo paramétrico no qual alterou-se o coeficiente de variação da distribuição lognormal, além do fator de correlação espacial. Para cada conjunto de coeficiente de variação e valor do fator de correlação espacial, 1000 análises foram conduzidas.

Resultados mostram que quanto maior a variação do fator de correlação espacial, ou seja, uma superfície com mais “picos e vales”, para coeficientes de variação de  $0 < COV < 50\%$  a probabilidade de falha do solo diminui.

#### **4.3.6. Haldar e Babu (2007)**

Foi apresentado um estudo pelos autores investigando a capacidade permissível de carga laterais em estacas presentes em um solo argiloso com variação espacial de suas propriedades. O solo foi modelado como um campo randômico homogêneo não gaussiano bidimensional usando a técnica de decomposição de Cholesky. Foi apresentado ainda um estudo paramétrico utilizando a abordagem de Monte Carlo e simulações de diferenças finitas.

Os autores usaram em sua análise numérica das estacas que são envolvidas pelo solo, porém sem algoritmos de contato, sendo sua iteração dada por molas acopladas para esforços de cisalhamento e normal. O solo foi modelado utilizando o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, enquanto a estaca como elementos de viga com 3 graus de liberdade, 2 translações e 1 rotação, além de possuir um material linearmente elástico.

Para a variação das propriedades do solo, foi utilizada uma distribuição lognormal, enquanto para a função de correlação tem-se a função de decaimento exponencial. Foram gerados 100 campos estocásticos para cada combinação das variáveis do problema.

Como resultados, observou-se mudanças significativas na resistência da estaca a flexão conforme alterações na variável de correlação espacial e do coeficiente de variação da

distribuição log-normal. Solos nos quais as propriedades apresentam menor correlação entre si levaram a resultados com um pequeno aumento na capacidade a flexão, enquanto solos quase homogêneos levam a estacas a maior capacidade de suporte.

#### **4.3.7. Comentários sobre geração de meios estocásticos para simular a variabilidade das características mecânicas do solo**

Através dos estudos realizados observou-se que o solo possui diversas fontes de incertezas e faz-se necessário a utilização de métodos estatísticos para buscar uma melhor aproximação de suas propriedades mecânicas. No estudo de DeGroot e Baecher (1993) os autores apresentam a importância da correlação espacial para representar as diversas regiões de um solo. Para exprimir a correlação o autor cita que a função de autovariância mais utilizada para o meio é a exponencial e exponencial quadrática. No estudo de Popescu et al. (2005) os autores utilizaram a função de decaimento exponencial.

Entre os problemas de geotecnia apresentados nesta revisão tem-se em geral a heterogeneidade do solo atuando contra a segurança com respeito aos valores críticos calculados pelos autores. Tem-se no estudo de Paice et al. (1996) a influência de um solo com propriedades mecânicas randômicas espacialmente correlacionados na investigação de problemas de recalque diferencial. Popescu et al. (2005) estudam o recalque diferencial, Griffiths e Fenton (2000) a estabilidade em encostas de argila e Haldar e Babu (2007) a capacidade permissível de esforços laterais em estacas.

Outro ponto de destaque nos estudos é que devido ao grande número de análises necessárias para a avaliação do impacto do solo randômico utilizou-se análises de Monte Carlo associadas a simulações numéricas em elementos finitos.

## **5 METODOLOGIA**

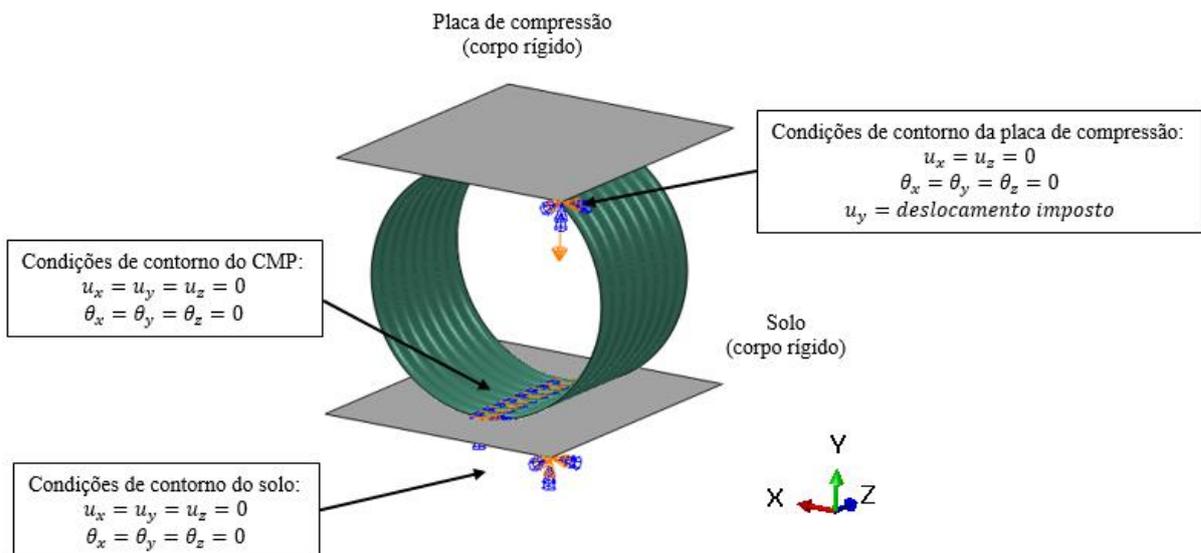
Esta seção será dividida entre as diferentes fases que ocorreram para o desenvolvimento dos estudos. Apresenta-se inicialmente a avaliação da resposta estrutural entre elementos de casca e elementos de viga em simulações em elementos finitos para a discretização da tubulação metálica corrugada, além de um estudo sobre condições de contorno. O segundo estudo realizado avalia a influência de um solo com propriedades mecânicas randômicas espacialmente correlacionadas na estabilidade de tubulações metálicas corrugadas e forma de colapso encontrada. Na sequência realiza-se um estudo paramétrico com a variação de perfis de tubulação metálica corrugada e diâmetro no qual são aplicados, porém em solo homogêneo. Por fim, outro estudo paramétrico é realizado, sendo esse associado a um estudo estocástico no qual o solo possui propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas.

### **5.1. DESENVOLVIMENTO DE MODELOS EM ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO ELEMENTOS DE VIGA E CASCA PARA MODELAGEM DO CMP EM ENSAIO DE COMPRESSÃO SEM SOLO**

Por esse projeto tratar-se de um estudo estocástico, faz-se necessário um modelo em elementos finitos que possa ser parametrizado e que permita a realização de análises sem um custo computacional excessivo. A fim de obter um número mais reduzido de elementos no modelo, além de facilitar a obtenção de determinadas respostas das análises, utilizou-se um modelo simplificado com o solo sendo modelado através de elementos sólidos, e a tubulação metálica corrugada através de elementos de viga. Além disso, condições de simetria longitudinal foram aplicadas no modelo, de modo a ser necessário a criação de apenas uma camada de elementos na seção do corte do aterro que foi analisada. Entretanto, esse modelo simplificado foi comparado com outro modelo que utiliza elementos de casca para a modelagem do CMP, e que possui uma melhor discretização da malha, além de permitir a observação de instabilidades locais/distorcionais (caso existam), porém de custo

computacional maior. O *software* escolhido para a realização das simulações em elementos finitos foi o Abaqus 6.14 (2014).

O modelo inicial desenvolvido é composto apenas da tubulação metálica corrugada sem o solo envolto a fim de avaliar a influência do comprimento da tubulação no carregamento de sobrecarga máximo. Foram utilizados elementos de casca quadriláteros de integração reduzida, o elemento S4R da biblioteca do Abaqus (2014), com comprimento de aresta médio de 10 mm. A extremidade inferior de cada corrugação que está em contato com o solo está fixada, enquanto na região superior uma placa discretizada com elementos rígidos será utilizada para execução de um ensaio de compressão no tubo (Figura 4). Foram consideradas propriedades de contato entre o CMP e o solo e entre o CMP e a placa de compressão, com um coeficiente de atrito tangencial de 0,5, além de um contato normal a superfície da tubulação, do tipo “duro” (*hard contact*), na nomenclatura do Abaqus (2014).

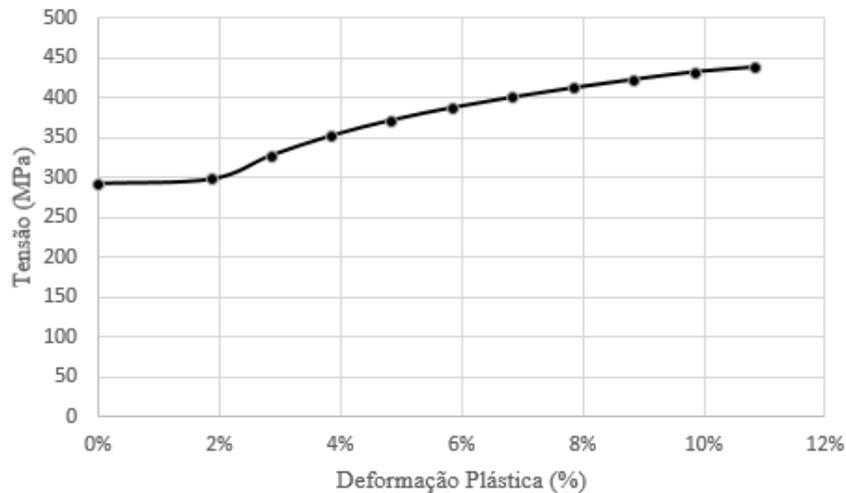


**Figura 4 - Modelo em elementos finitos utilizado para simulação do ensaio de compressão, com tubulação modelada com elementos de casca. Sendo  $u$  referente aos graus de liberdade de translação e  $\theta$  referente aos graus de liberdade de rotação.**

Para a simulação do ensaio de compressão foi utilizada uma análise estática não-linear de segunda ordem, na qual é aplicada um deslocamento vertical forçado no nó de referência da placa superior.

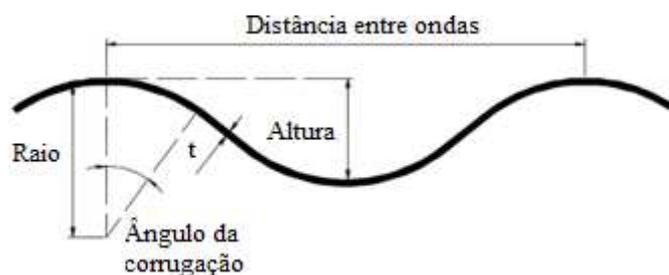
Em relação ao material, utilizou-se um aço com um modelo de material elasto-plástico, de módulo de elasticidade de 200 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3, tensão de

escoamento de 292 MPa e curva de encruamento conforme Figura 5. Os dados foram providos por ensaios realizados pela empresa Simpson Gumpertz & Heger.

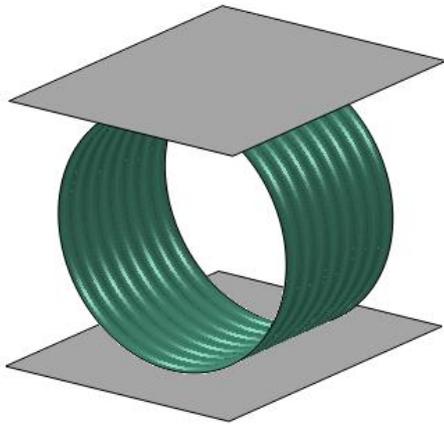


**Figura 5 - Curva de encruamento utilizada para o aço do CMP.**

Dois comprimentos de tubulação foram analisados, o primeiro contendo 1 metro de tubulação no sentido longitudinal e o segundo considerando uma tubulação de comprimento infinito, na qual é modelada apenas uma onda da corrugação e aplicado condições de simetria longitudinal. Além disso, dois diâmetros foram testados, um de 1,5 metros e outro de 6,0 metros (Figura 7). Nas Figura 7.a e Figura 7.b tem-se as tubulações de diâmetro de 1,5 m e 6,0 m respectivamente, e comprimento de 1 m. Nas Figura 7.c e Figura 7.d tem-se os mesmos diâmetros mas com condições de contorno de simetria longitudinal. Os resultados investigados nas análises foram a força de sobrecarga *versus* o deslocamento da placa superior durante o ensaio. Para o caso da tubulação considerando simetria tem-se o resultado normalizado para 1 metro de tubulação, de modo a permitir a comparação do comportamento estrutural. O perfil analisado foi de número 14 da Tabela 1. Os perfis apresentados na Tabela 1 foram extraídos da norma ASTM A796 (2017), sendo características geométricas apresentadas na Figura 6.

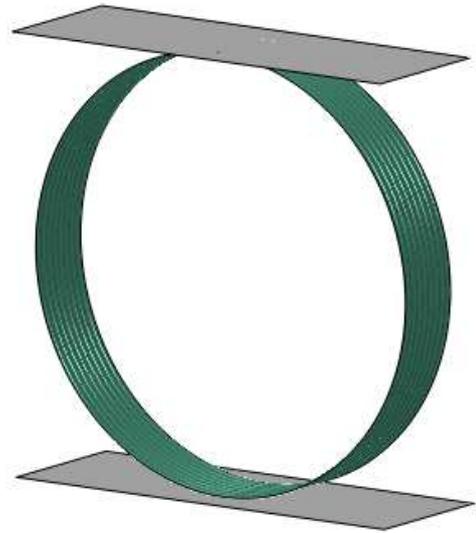


**Figura 6 - Características geométricas de um perfil de tubulação corrugada.**



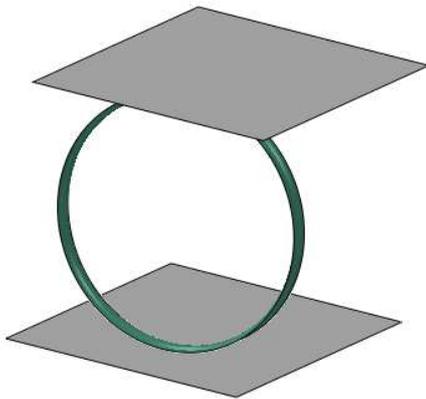
Diâmetro: 1,5 m  
Elementos: Casca  
Comprimento: 1,0 m

(a)



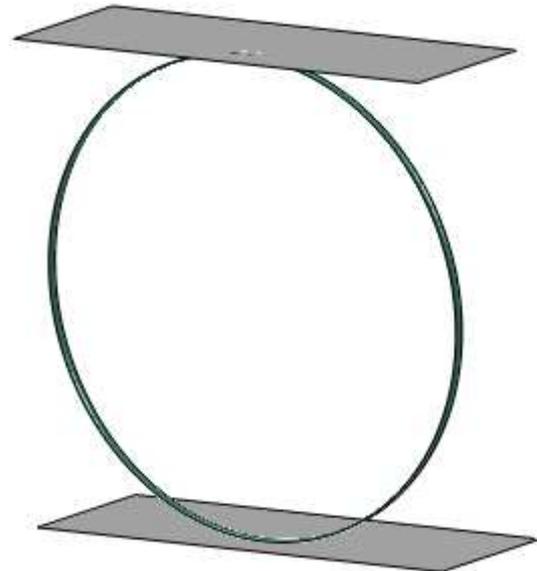
Diâmetro: 6,0 m  
Elementos: Casca  
Comprimento: 1,0 m

(b)



Diâmetro: 1,5 m  
Elementos: Casca  
Comprimento: Infinito

(c)



Diâmetro: 6,0 m  
Elementos: Casca  
Comprimento: Infinito

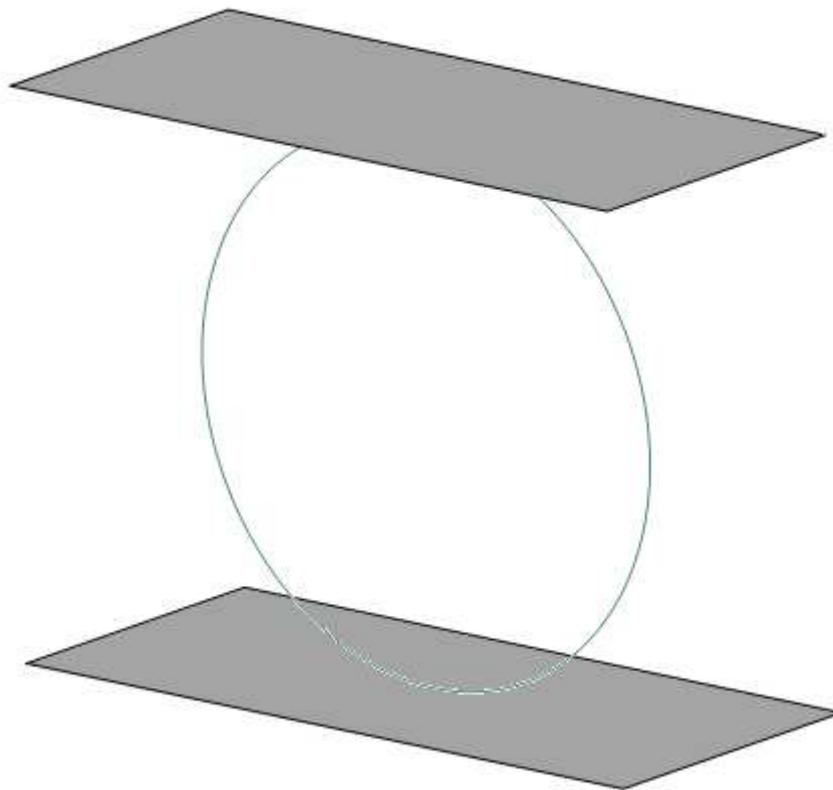
(d)

**Figura 7 - Modelos em elementos finitos comparados para verificação da influência da condição de contorno.**



De acordo com os resultados apresentados na seção 6.1, apesar das condições de simetria longitudinal levarem a resultados menos conservadores, foi decidido seguir com essa abordagem. Desta forma, no estudo estocástico/paramétrico o comprimento da tubulação não será investigado, o que leva a modelos de menor custo computacional.

Uma vez decidida a condição de contorno como sendo a de simetria longitudinal, foi realizado o mesmo ensaio de compressão para a tubulação de comprimento “infinito”, porém, desta vez, utilizando-se elementos de viga tridimensional com interpolação linear, o elemento B31 da biblioteca de elementos do Abaqus (2014), de modo a comparar a resposta estrutural do modelo de viga com do elemento de casca. As mesmas condições de simetria, diâmetros, material e perfil foram utilizadas. Apresenta-se na Figura 8 o modelo com elementos de viga, com uma malha de 128 elementos para discretizar o CMP.



**Figura 8 - Ensaio de compressão do CMP utilizando elementos de viga.**

## 5.2. GERAÇÃO DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARAMETRIZADO

Por tratar-se de um estudo estocástico, foram analisados diferentes cenários de compactação de solo, diâmetros de tubo e perfil de tubulação corrugada, no qual tem-se como pré-requisito um modelo de elementos finitos parametrizado para poder-se construir os diferentes casos sem grandes intervenções humanas. O modelo desenvolvido é constituído de duas partes, o (i) solo e (ii) tubo metálico corrugado.

### 5.2.1 Solo

O solo foi modelado com elementos tridimensionais sólidos hexaédricos, na nomenclatura da biblioteca de elementos do Abaqus (2014) o elemento C3D8. Tem-se assim um estudo no qual analisa-se uma região central de CMP enterrado, onde os efeitos perpendiculares ao plano de corte da tubulação são simplificados devido a sua simetria em ambas as direções perpendiculares do plano, conforme Figura 9. Desta forma o custo computacional é reduzido, uma vez que apenas é necessário modelar uma camada de elementos com largura equivalente a uma onda do perfil corrugado do CMP.

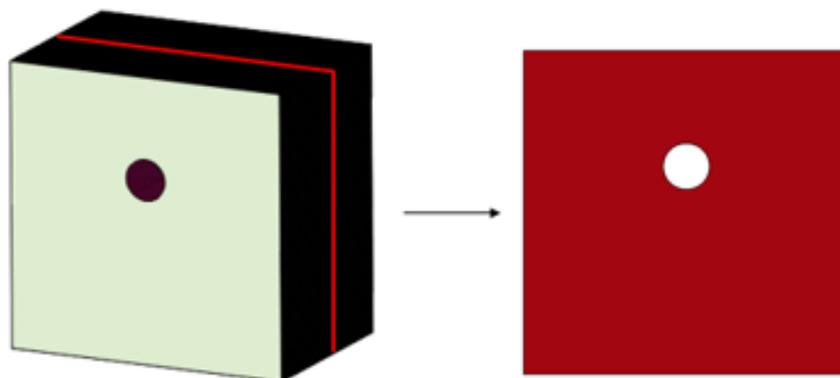
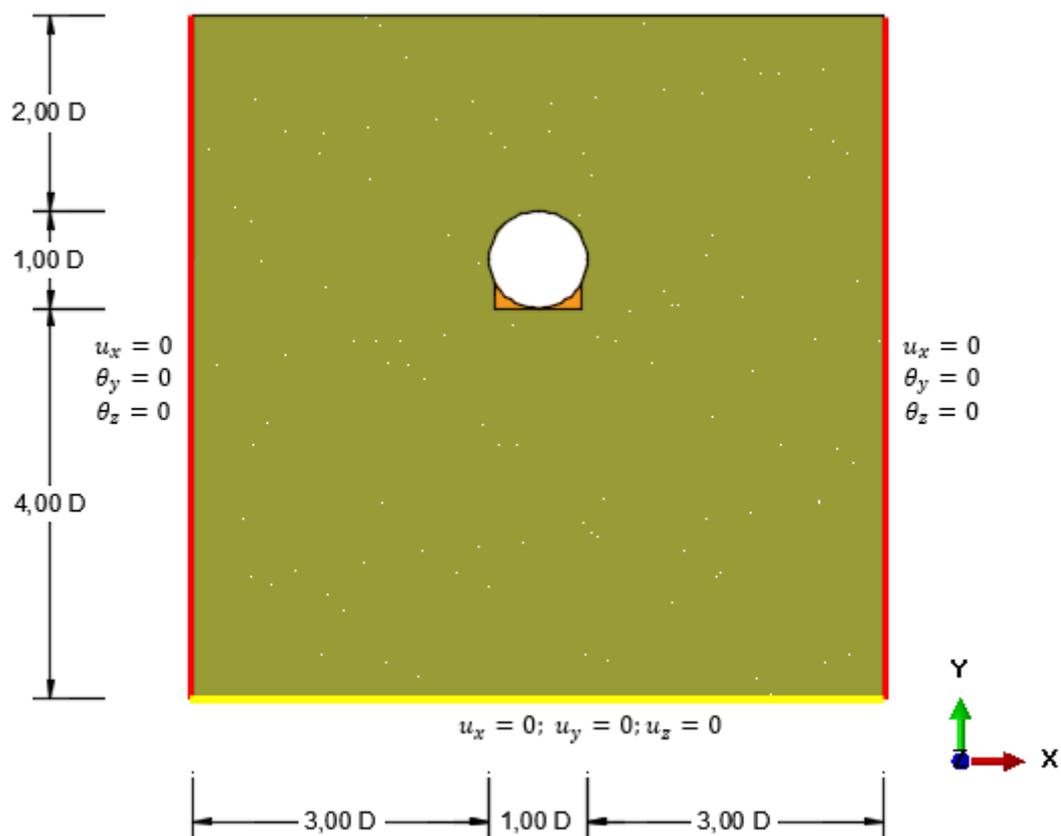


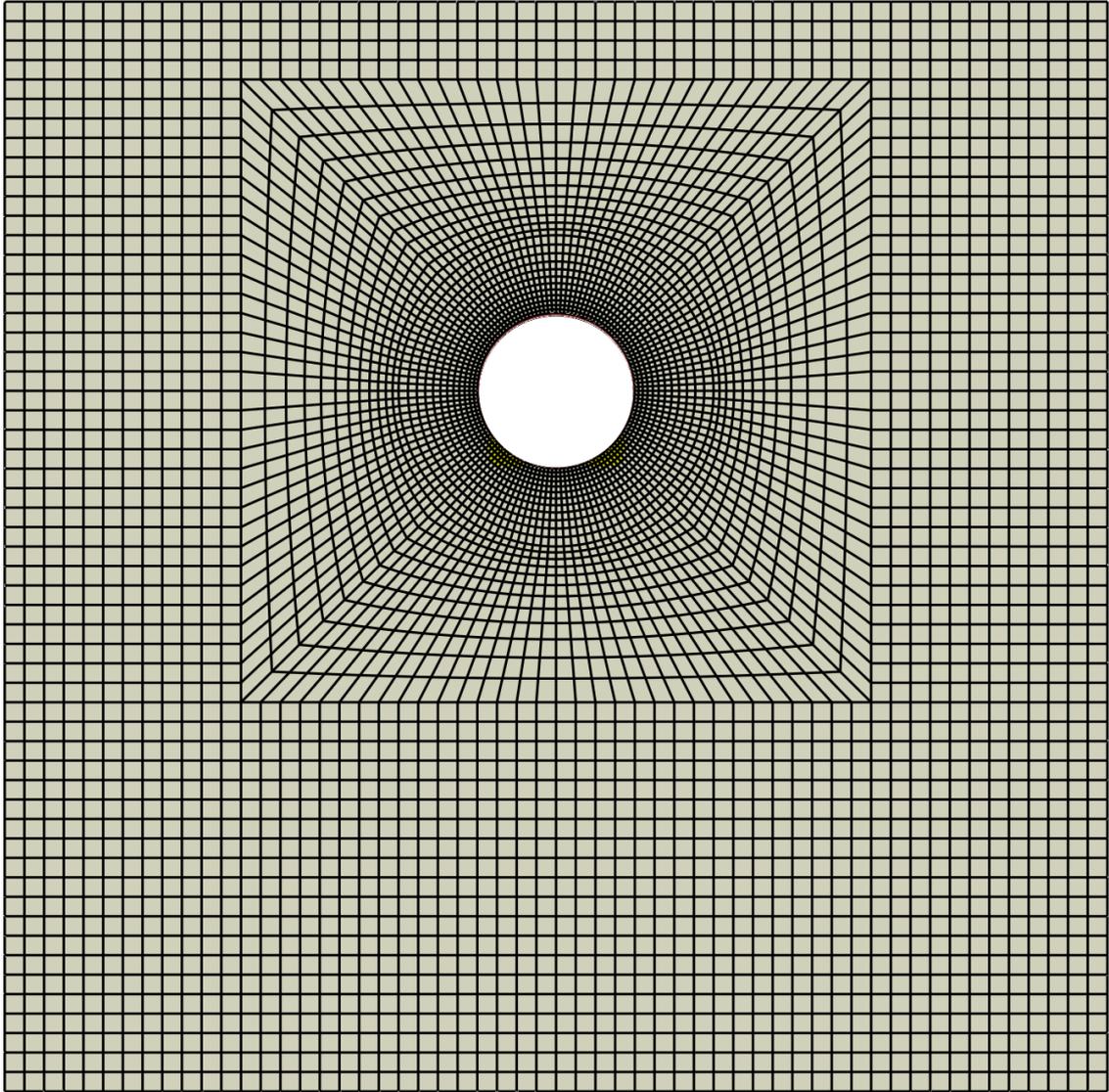
Figura 9 - Plano de corte do solo modelado.

Conforme esquematizado na Figura 10, considerou-se a tubulação enterrada em relação a superfície livre a uma profundidade de duas vezes o seu diâmetro. O solo possui em seu plano de corte uma largura de sete vezes seu diâmetro e abaixo da tubulação quatro vezes o seu diâmetro. Aplica-se nas regiões externas do modelo, ou seja, nos lados direito e esquerdo do solo, condições de simetria em cada respectiva direção, de modo a considerar-se um prolongamento do solo. Já no limite inferior do solo, em sua região mais profunda, aplicou-se condições de contorno de modo a impedir os graus de liberdade referentes a translação. As dimensões que foram utilizadas para a geração do solo foram determinadas de modo que as condições de contorno não influenciem nos resultados da distribuição de tensão do CMP.



**Figura 10 - Geometria do solo. Sendo D o diâmetro da tubulação de CMP. Em laranja tem-se discretizados os bolsões de baixa compactação. As linhas em vermelho demonstram as regiões de condição de simetria em relação ao eixo x e a linha em amarelo a condição de apoio. Sendo u os graus de liberdade em relação a translação e  $\theta$  a rotação.**

Tem-se ainda um refino maior da malha de elementos finitos na região na qual existirá a interface com o CMP e que varia linearmente de modo a tornar-se mais grosseira nas regiões com condição de contorno, conforme Figura 11. Desta maneira, a melhor discretização da malha nas regiões de interesse levará a resultados mais precisos.



**Figura 11 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização do solo.**

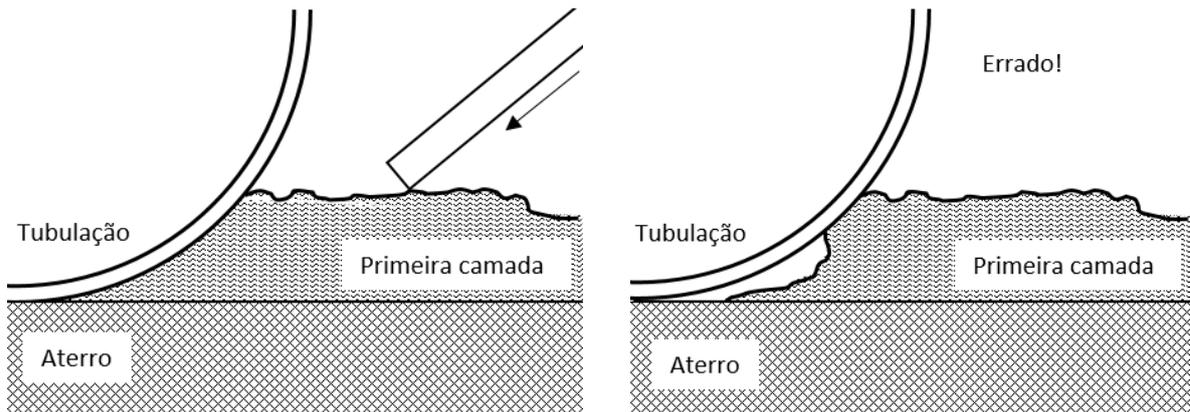
O modelo de material utilizado foi elasto-plástico com modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb, largamente utilizado para a modelagem de solos. Suas propriedades de módulo de elasticidade, e ângulo de atrito interno para a plastificação, foram parametrizadas em função da escala de compactação Proctor normal, conforme a Tabela 2. O coeficiente de

Poisson utilizado foi de 0,28. Entretanto, tais propriedades não são aplicadas uniformemente em todo solo, e a metodologia para a obtenção da distribuição dos valores em um campo estocástico está apresentada na Seção 5.3. Faz-se necessário ter o valor da escala de compactação para cada nó do modelo. Uma vez em posse de um arquivo contendo o ID dos nós do solo e seu valor na escala de compactação Proctor normal pode-se utilizar o artifício do Abaqus (2014) de “*Field Variable*” e um campo inicial de valores definidos pelo usuário. Dessa forma, antes de iniciar as análises o *software* adicionará os valores de plasticidade de Mohr-Coulomb conforme o valor de compactação Proctor descrito pelo input do usuário. No caso de valores intermediários de compactação em relação aos discretizados na tabela, o *solver* irá efetuar uma interpolação linear para obter os dados necessários.

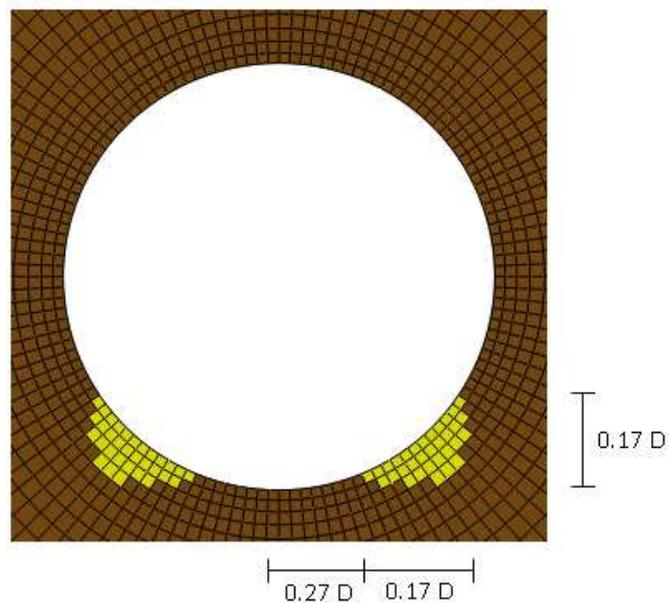
**Tabela 2 - Relação % compactação Proctor padrão e propriedades do solo.**

<b>Compactação (% Proctor Padrão)</b>	<b>Módulo de Elasticidade (MPa)</b>	<b>Ângulo de atrito interno do solo</b>
75	0,69	25
80	0,69	27
85	3,07	30
90	8,76	33
95	16,18	37
100	22,65	40
105	68,95	50

Por fim, tem-se um solo de menor resistência mecânica na parte inferior da tubulação, conforme mostra a Figura 13, denominado no caso como bolsão de baixa compactação. Esse fato se deve a dificuldade no método construtivo de compactar tal região por conta do formato circular da seção do CMP (Figura 12). O valor de compactação utilizado para a representação desse bolsão é de um Proctor 85%.

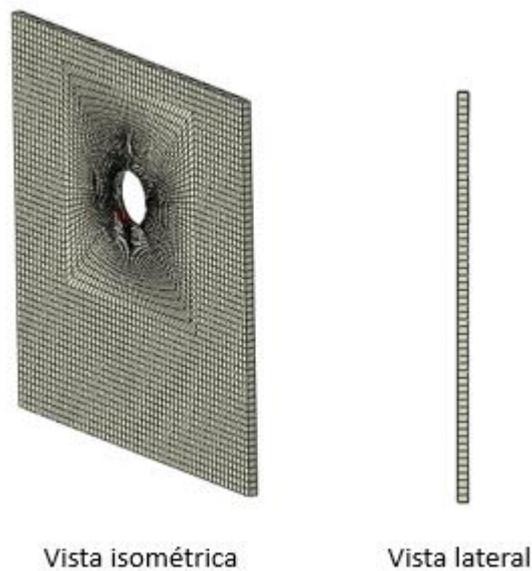


**Figura 12 - Formação de bolsões de baixa compactação**



**Figura 13 - Refino da malha do solo na região do CMP e presença dos bolsões de baixa compactação em amarelo.**

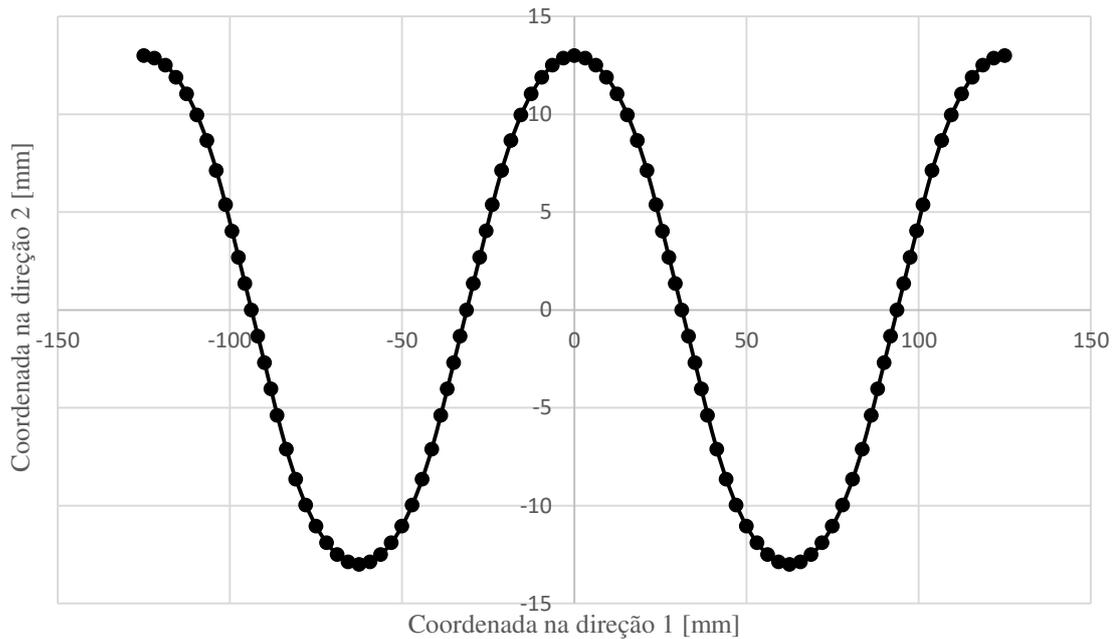
Desta maneira, tem-se todas as dimensões da geometria e malha do solo em função do diâmetro do CMP, criando-se um modelo parametrizado. A única exceção deve-se a largura dos elementos que é o equivalente a duas ondas do perfil corrugado da tubulação, conforme demonstrado na Figura 14. A parametrização resultou em uma malha de 5184 elementos finitos.



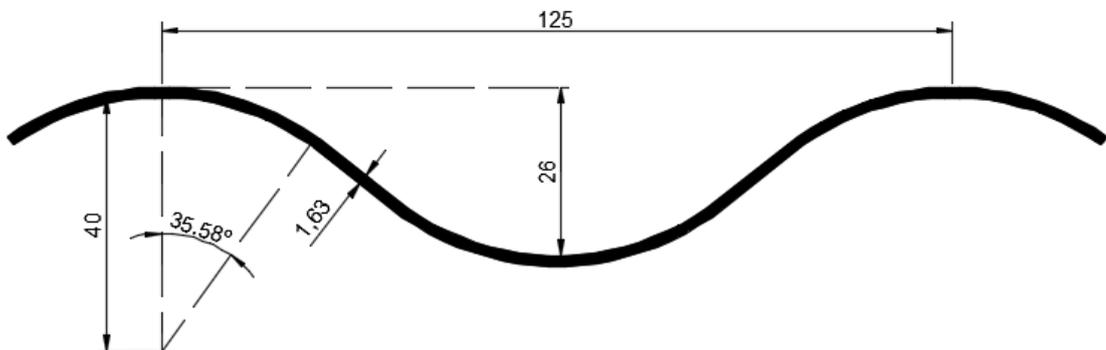
**Figura 14 - Largura dos elementos do solo equivalente a duas ondas do perfil do CMP.**

### **5.2.2 Tubo metálico corrugado**

O CMP foi modelado utilizando elementos de viga no espaço tridimensional com interpolação linear, o elemento B31 da biblioteca de elementos do Abaqus (2014). A ele foi atribuída uma seção transversal do tipo arbitrária, no qual faz-se necessário a discretização do perfil, através de uma tabela de nós e conectividades. Uma vez que as dimensões do perfil também podem variar, ele foi parametrizado em função da distância entre cristas da onda, espessura e altura do perfil. Para a região reta do perfil, 10 pontos foram utilizados, e para a parte curva 20 pontos, conforme a Figura 15. A partir dessa discretização o *software* calcula as propriedades geométricas da seção transversal de forma automática. A Figura 16 apresenta o perfil de tubulação corrugada metálica utilizado nas análises com as proporções e medidas corretas. Em relação ao material, utilizou-se o mesmo da seção 5.1.

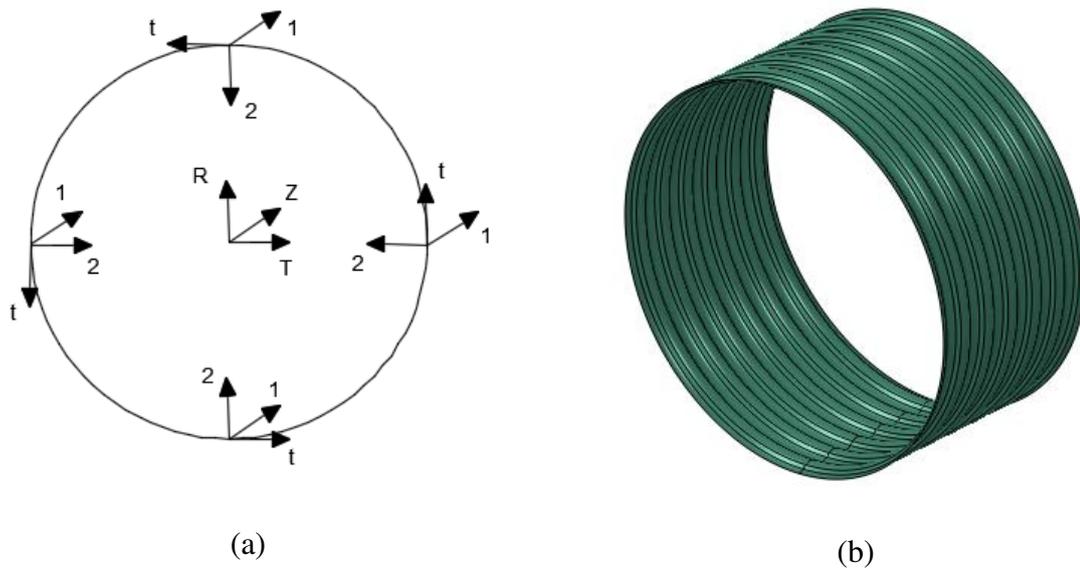


**Figura 15 - Discretização de um perfil transversal do CMP.**



**Figura 16 - Perfil de tubulação corrugada metálica utilizado nas análises (mm).**

Quando utilizados elementos de viga, faz-se necessário a atribuição de uma direção para a orientação no espaço da seção transversal. Tratando-se de uma estrutura circular, na qual as corrugações devem sempre apontar para o centro, a melhor maneira de realizar a orientação é criando um eixo de coordenadas cilíndricas no centro do CMP, conforme Figura 17. Tem-se assim a direção principal do perfil do CMP sendo sua direção longitudinal e a secundária apontando para o centro.

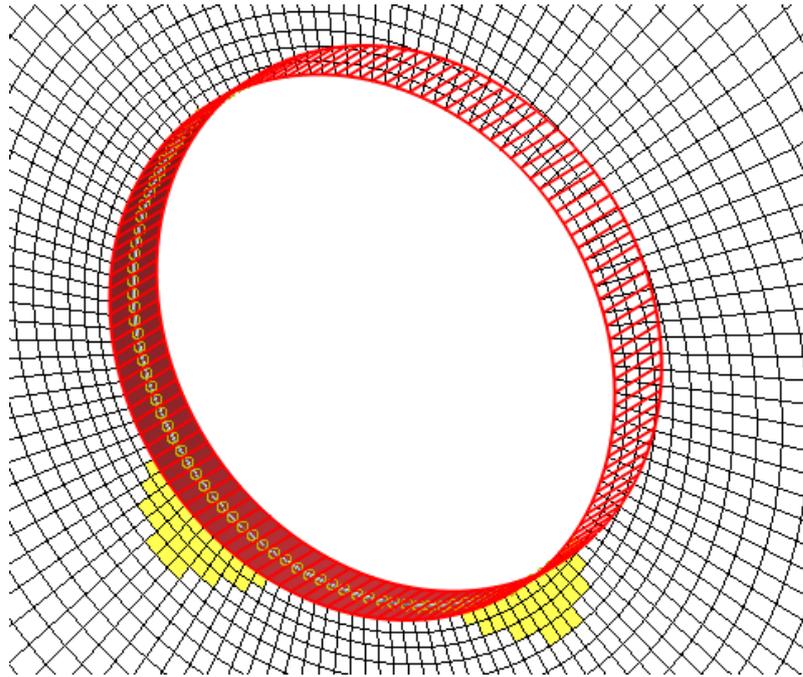


**Figura 17 - (a) Orientação da seção transversal do CMP e eixo de coordenadas cilíndrico. Sendo 1 a direção principal, 2 a direção secundária, t a tangente, R o sentido do raio, e Z o eixo longitudinal. Em (b) está renderizada 1 metro de uma tubulação metálica corrugada.**

Assim como no solo, faz-se necessário a aplicação da condição de simetria longitudinal da tubulação nos elementos do CMP, a fim de obter-se um comportamento de uma tubulação em estados plano de deformações.

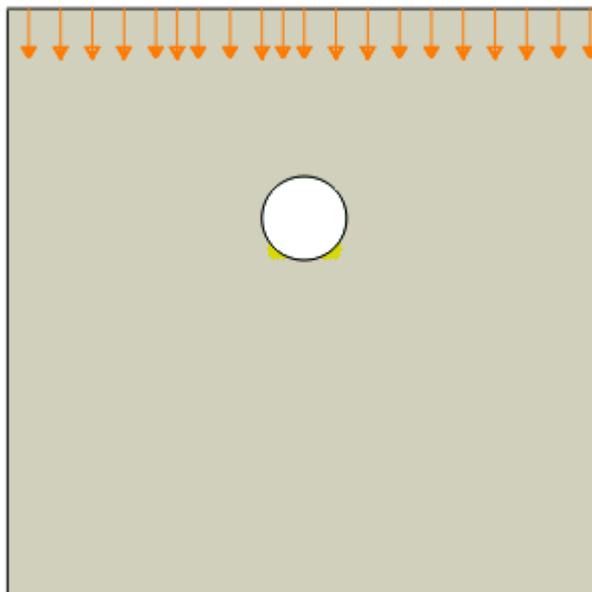
### 5.2.3 Sobre o modelo

Tem-se as estruturas do solo e da tubulação modeladas separadamente, assim faz-se necessário aplicar propriedades de interação entre ambas as partes. Definiu-se a interação através de propriedades de contato na direção normal ao plano que define face externa dos elementos sólidos do solo que possuem a possibilidade de entrar em contato com os elementos de viga do CMP, conforme Figura 18. A propriedade de contato na direção normal também foi definida de modo a permitir a separação da tubulação do solo, ou seja, os nós do CMP e do solo não são compartilhados. Para o contato na direção tangencial, considerou-se um coeficiente de atrito de 0,5.



**Figura 18 - Superfície de contato entre solo (em vermelho) e CMP (círculos amarelos).**

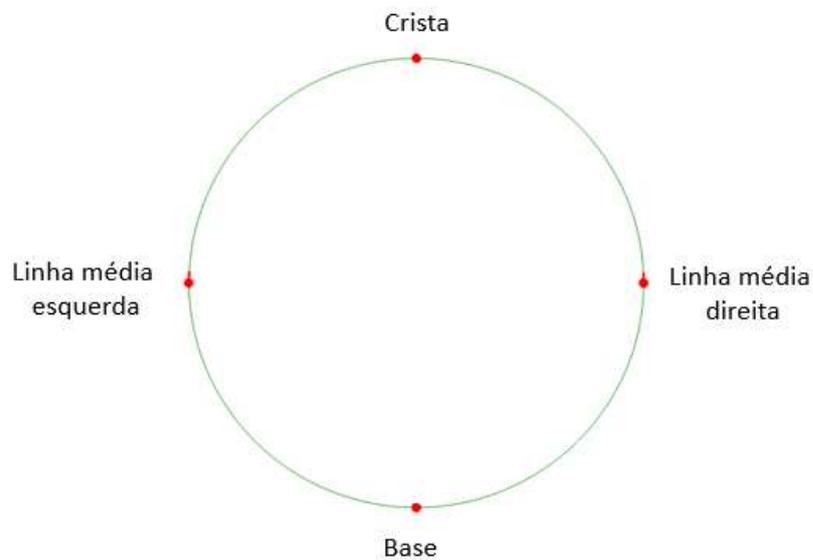
Em relação aos carregamentos externos aplicados ao modelo, definiu-se um deslocamento vertical uniformemente distribuído na face superior do solo (Figura 19), com amplitude linear, iniciando com o valor de zero e que deve ser incrementado até a análise não convergir, devido a instabilidades do solo ou do CMP.



**Figura 19 - Região de aplicação de deslocamento uniformemente distribuído.**

A análise realizada foi do tipo estática considerando-se não linearidades geométricas (efeitos de segunda ordem), físicas (plasticidade dos materiais) e de contorno (propriedades de contato). O Abaqus (2014) utiliza o método de Newton para a resolução das equações de equilíbrio não-lineares.

Como resposta da análise solicitou-se tensões, deformações e deformações plásticas para todos os elementos do modelo. Nos elementos de viga solicitou-se ainda as forças internas dos elementos para os 6 graus de liberdade. Em relação aos nós do modelo, a variável de saída foram os deslocamentos e forças de reação nas regiões com condições de contorno. Entretanto, alguns pontos em específico do modelo são os focos de análise, para posterior pós-processamento dos dados obtidos, sendo eles indicados na Figura 20. Nos pontos a direita e a esquerda da linha média da tubulação foram analisados os valores de força de compressão no CMP, no Abaqus (2014) a variável SF1 (*Section Force* na direção axial do elemento B31), enquanto na crista e na base os deslocamentos nodais verticais.



**Figura 20 - Nós específicos de resposta da análise de elementos finitos.**

### 5.3 GERAÇÃO DE SOLOS COM PROPRIEDADES MECÂNICAS RANDÔMICAS ESPACIALMENTE CORRELACIONADAS

Para estudar os efeitos da variabilidade das propriedades mecânicas do solo na estabilidade estrutural de tubos metálicos corrugados foram introduzidas às análises de elementos finitos solos com propriedades de compactação randômicas e espacialmente correlacionadas.

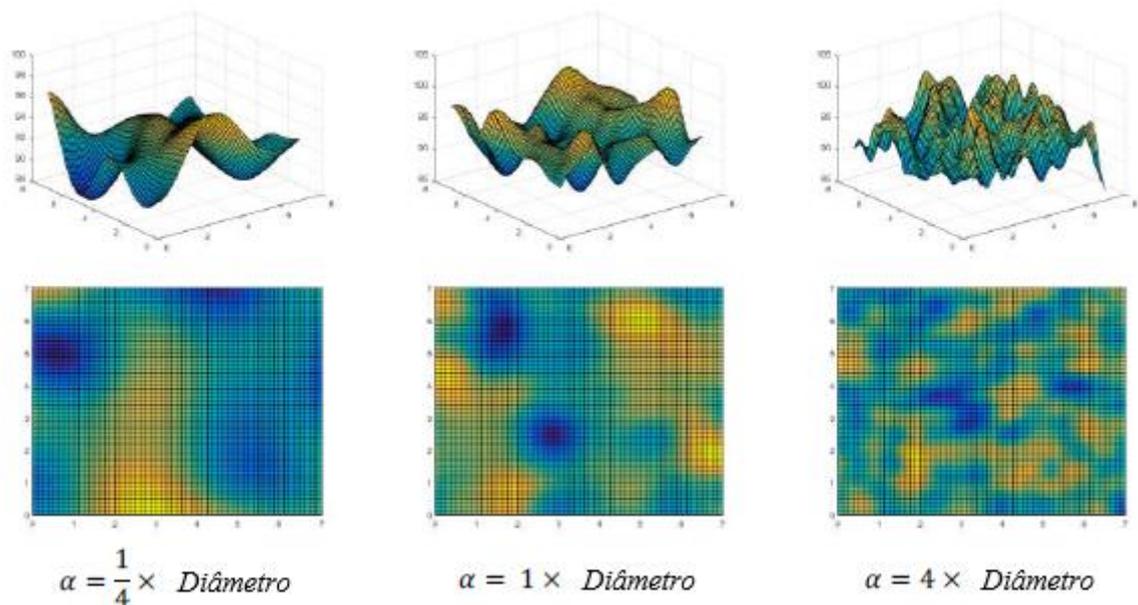
Conforme a Seção 5.2 tem-se um domínio espacial em função do diâmetro (D) de  $7.D \times 7.D$ . Esse foi subdividido em quadrados de aresta de  $0,125 D$  a fim de obter-se uma boa discretização das propriedades mecânicas. Na metodologia utilizada para geração desses valores tem-se uma correlação das propriedades mecânica em função da distância entre os elementos, de modo que quanto mais próximos estiverem dois elementos, mais correlacionados serão seus valores de propriedades mecânicas.

O próximo passo é a construção da matriz de distâncias entre os centroides dos elementos. Essa informação pode ser obtida através da norma Euclidiana de um vetor, representado na Equação 14 por  $r$ .

Faz-se necessário agora a definição da matriz de correlação que define a correlação entre cada par de centroides dos elementos. Essa correlação é definida pela função de covariância, também conhecida como *kernel* ( $k$ ), que representa a covariância entre variáveis randômicas, no caso, a compactação do solo na escala Proctor Normal. Conforme apresentado na revisão bibliográfica, muitas são as funções de covariância apresentadas na literatura, mas optou-se em utilizar a Exponencial Quadrática. Um dos benefícios de utilizá-la é a suavidade de sua distribuição e controle da mesma que ocorre pelo comprimento de escala característico,  $\alpha$ . Este parâmetro permite definir uma distância na qual a correlação entre as variáveis é insignificante. Não obstante,  $\alpha$  é relacionado com a frequência espacial de variações no campo; quanto maior o valor de  $\alpha$ , maior será sua frequência de variação.

$$k_{SE}(r) = e^{-\alpha r^2} \quad (14)$$

Sendo definida a correlação entre os elementos pelo *kernel* exponencial quadrático e ela escrita no formato matricial, a compactação do solo foi então randomicamente gerada, com média zero, variância unitária e distribuída normalmente, como por exemplo, uma variável padrão Gaussiana. Esse valores de compactação podem assim ser correlacionados. O campo correlacionado espacialmente é gerado a partir de uma decomposição de valor singular da covariância do campo randômico,  $A$ , em um vetor singular a esquerda,  $U$ , uma matriz diagonal,  $S$ , e um vetor singular a direita,  $V$ , de modo que  $A = USV'$ . O vetor singular a esquerda,  $U$ , é então multiplicado pela raiz quadrada da matriz diagonal,  $S$ , e o vetor de variáveis Gaussianas padrão não correlacionadas, produzindo um campo estocástico contendo a função de covariância prescrita. A Figura 21 apresenta exemplos de campos estocásticos com diferentes valores de fator de comprimento de escala e que foram escalados para suas respectivas médias e variâncias.



**Figura 21 - Diferentes campos randômicos conforme  $\alpha$  aplicado.**

Todo o procedimento para obtenção do campo randômico espacialmente correlacionado foi realizado utilizando o *software* Matlab (2016). A princípio tem-se resultado valores de compactação na escala Proctor para elementos distanciados a 0,125 mm. Entretanto, essa malha quadrada não representa a utilizada na análise de elementos finitos, portanto, ao final da obtenção dos valores do campo estocástico eles são interpolados para a malha de elementos finitos discretizada.

## 5.4 AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE UM SOLO RANDÔMICO ESPACIALMENTE CORRELACIONADO COM DIFERENTES COMPRIMENTOS DE ESCALA CARACTERÍSTICO NA INSTABILIDADE DE UMA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA

O segundo objetivo deste trabalho é avaliar o modo de instabilidade da tubulação metálica corrugada com a influência de um solo randômico com propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas com diferentes comprimentos de escala característico, para um perfil pré-definido e dois diâmetros diferentes. Portanto, faz necessário a criação de scripts para criação dos solos randômicos com propriedades espacialmente correlacionadas, criação dos arquivos contendo os modelos em elementos finitos, execução das análises numéricas, extração de resultados das análises e pós-processamento estatístico dos resultados. As seções 5.4.1, 5.4.2 e 5.4.3 apresentam a metodologia utilizada para a execução desses processos.

### 5.4.1 *Scripts* para execução de análises estocásticas para um perfil

Conforme descrito na Seção 5.2 tem-se um modelo de elementos finitos parametrizado no qual as propriedades do solo irão variar segundo uma distribuição estatística de um campo randômico espacialmente relacionado, regido por uma função *kernel* exponencial quadrática, para a variável de escala de compactação Proctor normal, conforme descrito na Seção 5.3. A fim de se executar múltiplas análises, faz-se agora necessário *scripts* que irão permitir ao usuário definir seus valores de entrada para os diversos casos, além de gerar os campos estocásticos.

Conforme esquematizado na Figura 22 tem-se o processo se iniciando com a geração de  $n$  campos estocásticos. O valor  $n$  refere-se a quantidade de campos que serão testados, e pode ser obtida através da Equação 15.

$$n = c \cdot n_{\alpha} \cdot n_{amostras} \quad (15)$$

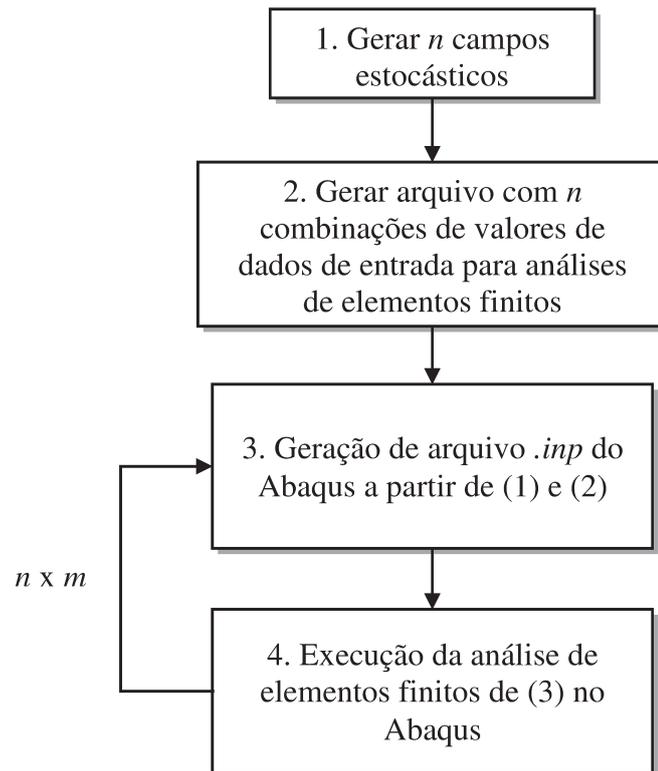


Figura 22 - Fluxograma de execução das múltiplas análises.

Tem-se na Equação 15  $c$  sendo a quantidade de combinações de parâmetros do CMP a serem testados, e  $n_\alpha$  a quantidade de parâmetros  $\alpha$  na qual irá se verificar a influência na estabilidade do tubo, e  $n_{amostras}$  quantos solos diferentes com o mesmo  $\alpha$  serão gerados. No estudo realizado, tem-se  $c$  composto por apenas duas combinações, uma vez que variou-se apenas o diâmetro do CMP para um mesmo perfil:  $D = 1,5 m$  e  $D = 6,0 m$ . Em relação a  $n_\alpha$ , definiu-se três valores de  $\alpha$  a serem estudados:  $\alpha = 0.5 D$ ,  $\alpha = 4.0 D$  e  $\alpha = 6.0 D$ , onde o menor valor representa um solo com elementos correlacionados a distância maiores, e no maior uma rugosidade mais acentuada. Finalmente, a quantidade de amostras de solos a serem gerados,  $n_{amostras}$ , para cada combinação de parâmetros do CMP,  $c$ , com valor de comprimento de escala característico,  $\alpha$ , foi de 1000 casos. Dessa forma, no estudo realizado foram gerados 6000 campos estocásticos com propriedades mecânicas diferentes. Como descrito na seção anterior, utilizou-se o Matlab (2016) para geração dos campos randômicos espacialmente correlacionados. Esses foram organizados em pastas para cada combinação de parâmetro de CMP e subpastas com o valor de  $\alpha$ , que continha cada uma os 1000 cenários.

Uma vez com os solos criados, gerou-se um arquivo texto auxiliar que contém os parâmetros das  $c$  combinações a serem estudadas. Os parâmetros que foram programados para permitir variação são:

- perfil: distância entre cristas, altura, espessura, diâmetro, raio de giração, raio da corrução, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material.
- bolsão de baixa compactação do solo: modulo de elasticidade, ângulo de atrito interno do solo.

Definidos os casos a serem analisados, faz-se necessário a criação do arquivo de elementos finitos no padrão do Abaqus (2014), o arquivo de extensão *.inp*. Para tanto, criou-se um arquivo texto *template*, que contém palavras-chave que serão substituídas por um *script* programado em Python, conforme os valores definidos no arquivo texto de entrada. Além disso, esse *template* possui uma malha de elementos finitos fixa, e com as distâncias entre nós em função do diâmetro da tubulação (Figura 10). Deve-se citar que parametrizou-se modelo de elementos finitos através do arquivo *.inp* do Abaqus (2014), e não no Abaqus/CAE, interface gráfica de pré e pós-processamento do *software*. Portanto, o *script* Python para gerar o arquivo de entrada a ser rodado pelo *solver* deve seguir o fluxograma apresentado na Figura 23.

Definiu-se a linguagem de programação Python para o desenvolvimento do *script* principal, uma vez que o Abaqus (2014) possui API (*Application Programming Interface*) com a mesma, além de ser *open-source* e possuir diversas bibliotecas para análises estatísticas e para pós-processamento de dados.

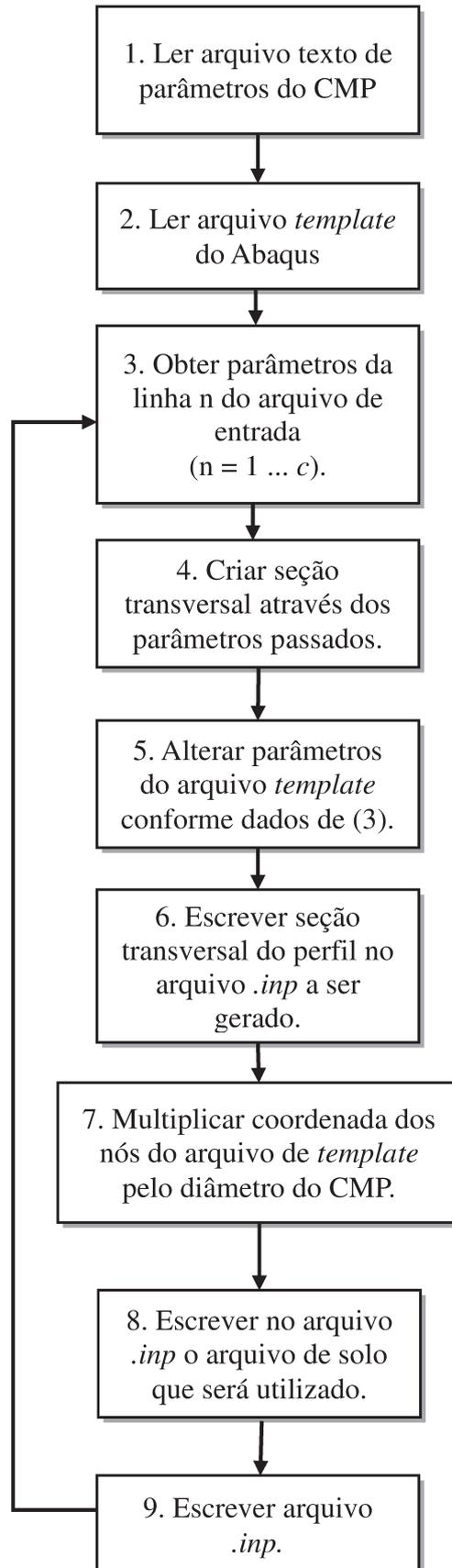


Figura 23 - Fluxograma de criação de modelos de elementos finitos para Abaqus.

Através do fluxograma descrito, tem-se a criação de  $c$  arquivos *.inp* que contém o modelo de elementos finitos pronto para ser executado pelo *solver* do Abaqus (2014). Entretanto, esse fluxograma deve ainda ser repetido para os  $n_\alpha \times n_{amostras}$ , uma vez que se faz necessário a referência do arquivo do solo gerado pelo Matlab. Deve-se observar ainda que o *script* deve apenas gerar os arquivos *.inp*, e não executar as análises, pois assim pode-se ter um registro de todas as simulações a serem executadas, evitando que caso aconteça um erro de análise ou do sistema operacional, a operação de geração dos modelos seja interrompida. Outro ponto de destaque é que devido ao grande número de modelos a ser gerado, no caso, 6000 modelos, os mesmos são automaticamente escritos nas pastas do caso de combinação, e subpasta do valor de  $\alpha$  a ser utilizado no solo.

Finalmente, uma vez com todos os arquivos *.inp* gerados, tem-se a criação de um outro *script* em Python que deve acessar as pastas nas quais encontram-se os arquivos *.inp* e executar a análise de cada modelo utilizando o *solver* do Abaqus (2014). O *software* é executado através do *script*, que chama o comando do *software* via *prompt* de comando, de forma automatizada. O resultado desse processo é a criação para cada *.inp* de um arquivo de resultados no formato do Abaqus (2014), o *.odb*.

#### 5.4.2 *Scripts* para obtenção dos resultados das análises estocásticas para um perfil

A fim de se obter os *outputs* desejados das análises executadas pelo Abaqus, é necessário a extração de resultados dos arquivos de resposta da simulação, de extensão *.odb* no caso do *software*.

A princípio tem-se que os *.odb* estarão localizados na mesma pasta do arquivo do modelo, o *.inp*, portanto, o *script* terá que percorrer as múltiplas pastas e subpastas para acessá-lo. O arquivo de respostas do Abaqus é um arquivo binário, e assim, é necessário algum *software* para sua conversão. No caso, foi utilizado o Abaqus/CAE (2014), que possui sua API em Python. Apesar de terem sido obtidas informações de tensão/deformação e deformação plástica para todos os elementos do modelo, as resposta de interesse serão apenas o histórico de deslocamentos nodais na direção vertical da crista e base do CMP, além do histórico das forças normais na linha média horizontal do CMP, conforme Seção 5.2.3.

Apesar de o Abaqus/CAE (2014) permitir o acesso de tais informações através de sua API, esse procedimento é custoso computacionalmente quando comparado a solicitação de escrita de resultados em arquivos texto, que foi a solução utilizada. Esquematiza-se na Figura 24 as funcionalidades do *script* desenvolvido.

Observe que foram desenvolvidos dois *scripts* Python: um *script* principal em Python 2.7, o qual ficará responsável pela obtenção dos arquivos do sistema e gerenciamento de pastas, e um segundo, também em Python 2.7, mas na versão instalada junto com o Abaqus/CAE (2014), e que contém sua API. Esse último deverá ficar responsável pela execução dos comandos utilizados no Abaqus/CAE (2014) para geração dos arquivos de relatório em formato texto. Como resultado desse procedimento tem-se quatro arquivos de histórico de resultados por arquivo *.odb*, que no estudo em questão totalizam 24 000 arquivos, além de mais um arquivo de imagem por *.odb*, que contém a distribuição da compactação na escala Proctor no momento final da análise.

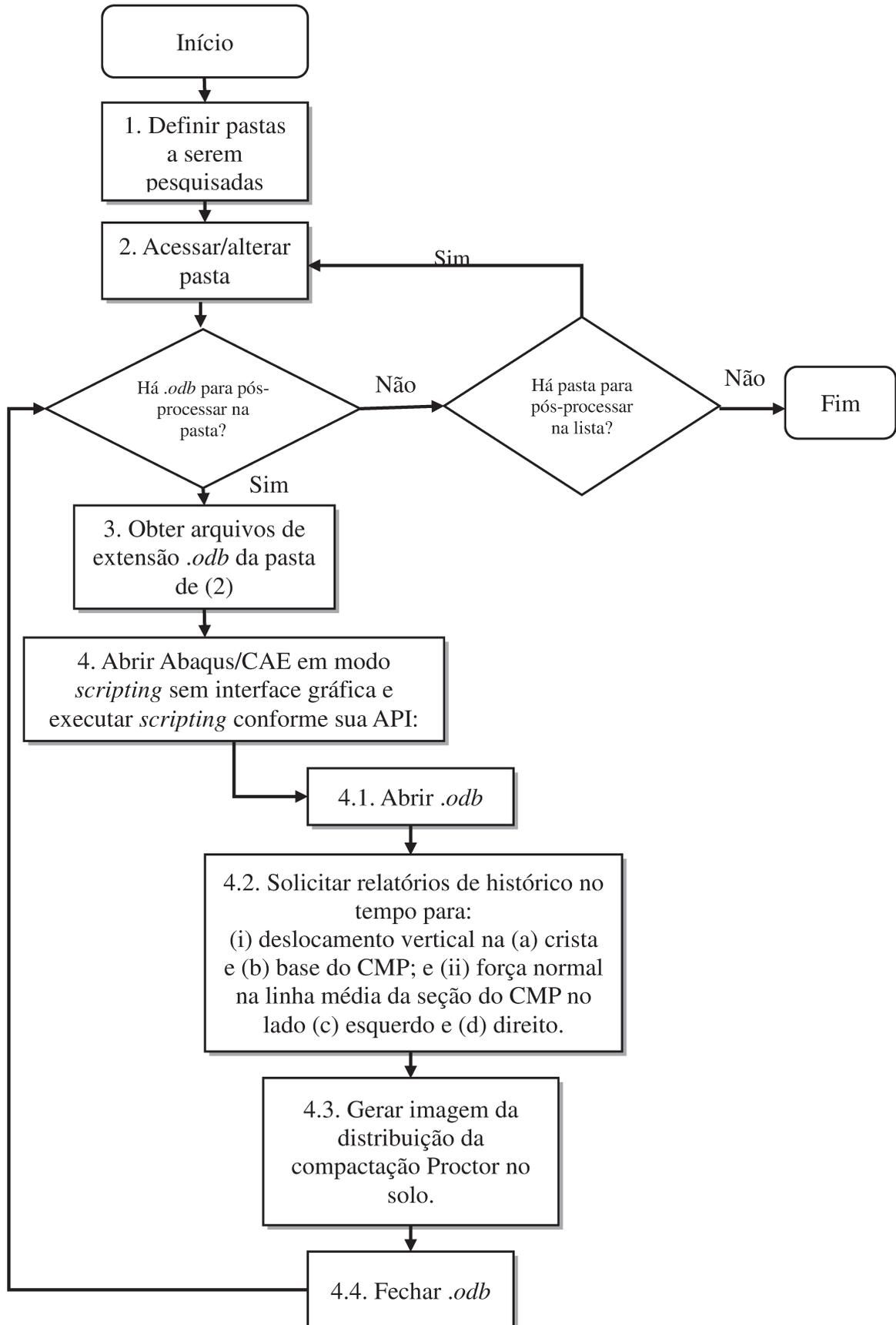


Figura 24 - Fluxograma para obtenção de resultados das análises de elementos finitos.

### 5.4.3 *Script* para análise estatística dos resultados obtidos em um perfil

Uma vez que os resultados relevantes para o estudo foram extraídos dos *.odbs* provenientes das análises de elementos finitos utilizando o *solver* Abaqus (2014), faz-se ainda necessário interpretar essas informações dispersas nos 24000 arquivos de relatório. Neste estudo, propôs-se realizar uma análise estatística, onde serão obtidos para cada combinação de parâmetros de perfil e fator de comprimento de escala  $\alpha$ : histogramas, curvas eCDFs (*empirical cumulative distributive functions*), média e desvio padrão para os resultados de força máxima de compressão na região da linha média horizontal da tubulação e mudança de diâmetro vertical. Tendo em vista o caráter estatístico e os dados já organizados em arquivo texto, foi decidido utilizar o Matlab (2016) para realizar tais tarefas.

Tem-se que para cada análise em elementos finitos dois arquivos texto contendo a força de compressão, um do lado esquerdo da linha média horizontal, e outro no lado direito. Além de mais dois arquivos texto contendo o deslocamento dos nós da crista e da base do CMP. Tais arquivos seguem o padrão de resposta em duas colunas: a primeira contém a porcentagem de andamento da análise na qual foi obtido o resultado e a segunda o valor de resposta.

O *script* em Matlab (2016) abrirá para cada análise tais arquivos de resposta e irá inserir as informações em vetores. Desta forma, para a obtenção da força máxima de compressão no CMP basta obter o valor máximo para cada um dos vetores de força, o do ponto central do lado direito e esquerdo, e compará-los: o maior valor entre ambos será a informação a ser guardada, assim como a porcentagem de andamento da análise na qual foram obtidos, pois essa informação será depois utilizada para o cálculo da variação do diâmetro na direção principal.

Esse dado de força máxima do CMP é adicionado a um novo vetor, no qual a posição no vetor representará o número da amostra de solo testado para um determinado conjunto de parâmetros de perfil e  $\alpha$  selecionado. Portanto, esse será um vetor com 1000 posições, contendo o valor de compressão máxima, na unidade de Newton, para cada combinação de análises.

Em relação ao diâmetro, busca-se a variação do mesmo na direção vertical, e como tem-se a resposta os deslocamentos verticais, é necessário calcular para cada análise a diferença entre o deslocamento da crista e da base do CMP, e dividir o resultado pelo valor de diâmetro inicial, desta forma obtendo a porcentagem de variação de diâmetro. Os valores de deslocamento que são utilizados para o cálculo são os obtidos no instante que acontece a força máxima de compressão. Assim, em posse do valor de mudança de diâmetro vertical do CMP no instante da força de compressão máxima, é adicionado a um vetor análogo ao de força máxima.

Tais vetores, força máxima e deslocamento relativo, são adicionados posteriormente em um novo vetor, de modo a formar uma matriz, onde cada linha representará uma análise, e cada coluna um valor de  $\alpha$ , sendo então uma matriz de 1000x3. Tal procedimento é válido para apenas um diâmetro de CMP, e é necessário repeti-lo para o(s) outro(s) valor(es) de combinação de perfil/diâmetro selecionado(s).

Com os valores de respostas já separados e organizados, basta utilizar as funções do Matlab (2016) para a obtenção dos histogramas, eCDFs (*Empirical Cumulative Distributive Functions*), média e desvio padrão.

## **5.5 ESTUDO PARAMÉTRICO DE PERFIS E DIÂMETROS DE TUBULAÇÕES METÁLICAS CORRUGADAS NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL**

O terceiro estudo realizado trata-se de um estudo paramétrico em elementos finitos sendo as variáveis de entrada o tipo de perfil de tubulação e o diâmetro na qual será aplicado. A variável de resposta selecionada para avaliação é a pressão de sobrecarga aplicada no momento do colapso estrutural da tubulação metálica corrugada. Novamente utilizou-se o modelo de elementos finitos parametrizado e descrito na seção 5.2.

Definiu-se a pressão de sobrecarga como sendo o somatório das forças de reação dos nós da superfície na qual é aplicado um deslocamento vertical. O resultado é então dividido pela área dessa superfície livre, sendo composta de duas vezes o comprimento de onda do perfil utilizado multiplicado por sete vezes o diâmetro da tubulação. Dessa força é

possível obter-se um histórico de pressão de sobrecarga ao longo da análise. Entretanto, o valor utilizado para análise foi a pressão no momento do colapso estrutural, definido como o momento no qual a seção transversal da tubulação metálica corrugada atinge seu maior valor de força axial.

Selecionou-se para avaliação os perfis mais finos e espessos para os comprimentos de ondas propostos na Tabela 1. Esses perfis foram então aplicados em tubulações com diâmetros variando de 0,5 m em 0,5 m, com diâmetro mínimo de 0,5 m e máximo de 14,5 m. Para esse estudo foi considerado um solo homogêneo e com propriedades mecânicas na escala Proctor Normal de 95%.

Para a geração dos modelos em elementos finitos utilizou-se os *scripts* propostos nas seções 5.4.1, 5.4.2 e 5.4.3, porém adaptados de modo a considerar apenas um solo homogêneo, e extrair também relatórios do Abaqus (2014) de força de reação no nós da superfície livre, de modo a permitir o cálculo da pressão de sobrecarga.

## **5.6 ESTUDO PARAMÉTRICO E ESTOCÁSTICO AVALIANDO A INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA**

Realizou-se um novo estudo estocástico, porém, desta vez com a geração de apenas 100 solos randômicos correlacionados espacialmente para cada combinação de parâmetros estudada. O mesmo modelo em elementos finitos descrito na seção 5.2 foi utilizado para as análises, além dos *scripts* da seção 5.4 de pré e pós-processamento. A variável de resposta analisada foi a pressão de sobrecarga no momento do colapso estrutural da tubulação metálica corrugada.

O estudo foi dividido em duas fases, sendo que a primeira busca avaliar a influência da variação do comprimento de escala característico na pressão de sobrecarga no momento do colapso, para apenas um perfil e dois diâmetros. No caso foi utilizado o perfil 14 da Tabela 1, os diâmetros de 1500 mm e 5971,5 mm, com valores de comprimento de escala característico  $\alpha$  de  $0,5 \times D$ ,  $4,0 \times D$  e  $6,0 \times D$ .

Tendo em vista os resultados similares obtidos na primeira fase do estudo e apresentados na seção 6.4, selecionou-se o valor de comprimento de escala característico  $\alpha = 0,25 \times D$ , e então realizou-se um novo estudo paramétrico com as variáveis de entrada sendo o perfil de tubulação metálica corrugada, o diâmetro da tubulação, e o solo randômico espacialmente correlacionado.

Foram selecionados os perfis de menor espessura da Tabela 1 para cada comprimento de onda. Os diâmetros variam a cada 1 m, iniciando-se em 0,5 m e com valor máximo de 14,5 m. Para os solos randômicos espacialmente correlacionados foram criados 100 distribuições para cada combinação de parâmetros. Deste modo, foram executadas mais 9000 análises em elementos finitos.

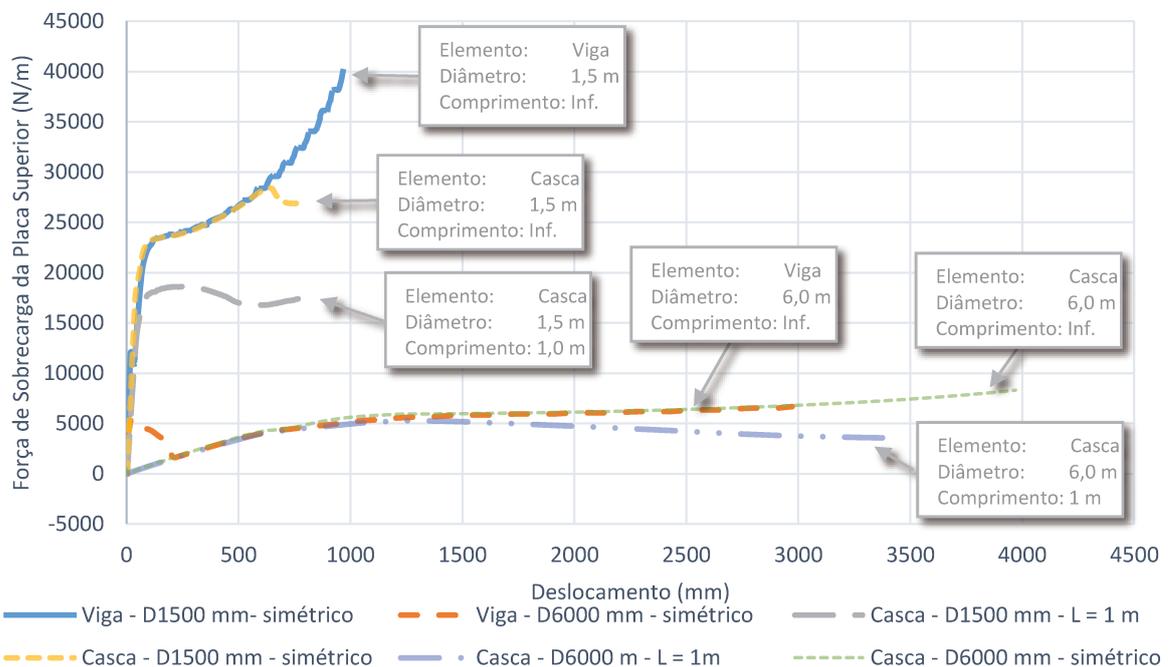
## **6 RESULTADOS**

Os resultados obtidos nos estudos realizados foram divididos em subseções para melhor organização. Na seção 6.1 apresenta-se um estudo comparativo entre a resposta estrutural de uma tubulação metálica corrugada submetida a um ensaio de compressão sem o solo envolto e modelada com elementos de casca para comprimentos de 1 m e “infinito”, conforme desenvolvimento descrito na seção 5.1. Nessa mesma seção também compara-se uma tubulação modelada com elementos de casca e elementos de viga para um comprimento considerado como infinito. Na seção 6.2 estão os resultados obtidos no estudo estocástico a fim de melhor entender o modo de colapso estrutural das tubulações metálicas corrugadas com o solo envolto e como é afetada quando considerando a variação das propriedades mecânicas do solo. Em 6.3 tem-se os resultados do estudo paramétrico que avalia a influência do diâmetro da tubulação e o perfil utilizado na obtenção da pressão de sobrecarga crítica para um solo de propriedades mecânicas homogêneas. Os valores obtidos são comparados com os da norma NCSPA (2008). Por fim, na seção 6.4 apresenta-se os resultados de um estudo paramétrico e estocástico que avalia a influência em relação a pressão de sobrecarga crítica de solos com propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas para diâmetros de tubulação e perfis variados.

### **6.1 ESTUDO COMPARATIVO ENTRE TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA SUBMETIDA A ENSAIO DE COMPRESSÃO SEM O SOLO MODELADA COM ELEMENTOS DE VIGA E ELEMENTOS DE CASCA**

De acordo com a seção 5.1, foi conduzido um estudo com o objetivo de avaliar o comportamento de dois diferentes tipos de elementos na simulação de um ensaio de compressão de uma tubulação metálica corrugada sem a consideração dos efeitos de suporte do solo. Os elementos comparados são o de casca e de viga, e a resposta estrutural analisada é a força de sobrecarga aplicada no ensaio em relação ao deslocamento da placa de compressão. Além disso, para o modelo de casca foram avaliados dois comprimentos de tubulação, o primeiro supondo um metro de comprimento e o segundo com comprimento “infinito”, que

foi modelado utilizando condições de contorno de simetria longitudinal. Apresenta-se no gráfico da Figura 25 os resultados obtidos e na Figura 26 a configuração deformada da estrutura com um mapa de cores representando a tensão de Von Mises no momento do colapso estrutural (caso tenha ocorrido), ou no último incremento de convergência da simulação numérica. É utilizado um fundo de escala considerando a tensão de escoamento de 292 MPa, de modo que regiões apresentadas com a cor cinza já apresentam plastificação do material. O perfil 14 da Tabela 1 foi analisado e aplicado aos diâmetros de 1,5 m e 6,0 m.



**Figura 25 - Comparação entre força de sobrecarga da placa superior versus o deslocamento para D=1,5 m e D=6,0 m considerando elementos de viga e casca.**

Primeiramente, avaliando os dois comprimentos testados, “infinito” e de 1 metro, pode-se observar através dos resultados obtidos que para ambos os diâmetros considerando o comprimento de 1 metro o colapso ocorre em valores abaixo dos casos no qual considerou-se o comprimento “infinito”. Dessa forma, pode-se concluir que uma situação menos conservadora é considerada na simulação de uma tubulação suficientemente grande para ignorar os efeitos de seu comprimento.

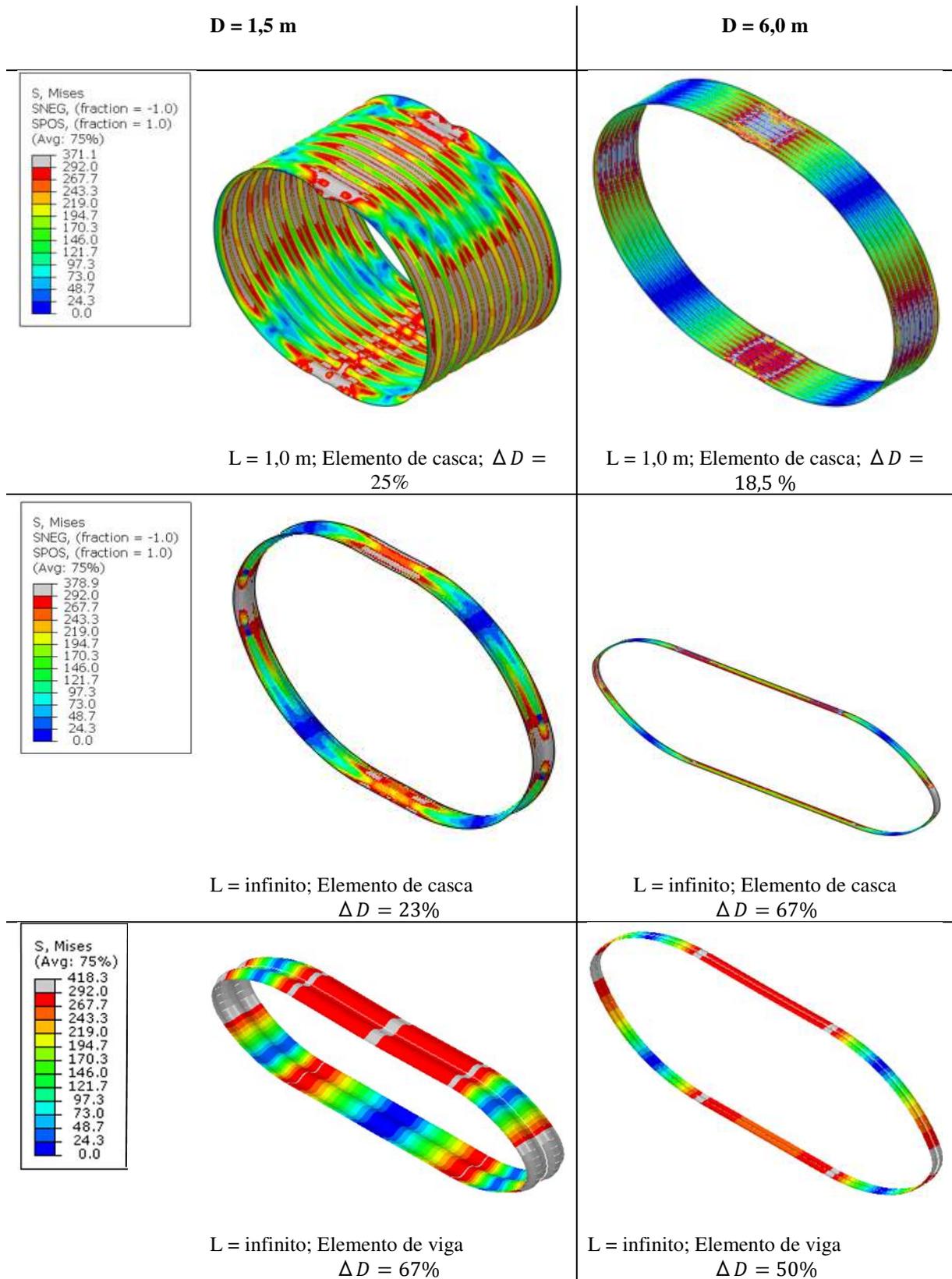


Figura 26 - Resultados dos ensaios de compressão numéricos.

Quando avaliada a diferença de resposta entre o elemento de viga e o elemento de casca, tem-se que ambos apresentaram um comportamento estrutural muito semelhante durante o carregamento, como pode-se observar pela sobreposição das curvas azul e amarela, e laranja e verde da Figura 25. A exceção do comportamento se dá no diâmetro de 1,5 metros com o elemento de casca, no qual foi observado o colapso estrutural, diferentemente dos outros. Entretanto, deve-se notar que o modelo numérico que utiliza elementos de casca apresenta um custo computacional muito superior ao modelo com elemento de viga, e seria inviável a realização de um estudo estocástico e paramétrico utilizando tal elemento.

Na Figura 26 pode-se observar que no momento do colapso estrutural ou último incremento de análise, de modo geral, a seção transversal da região da linha média horizontal da tubulação já apresentava a seção totalmente plastificada ou então boa parte plastificada. Outros pontos plastificados também podem ser observados nas regiões da crista e da base da tubulação. Além disso, observa-se o grande deslocamento que a estrutura apresentou, atestando sua flexibilidade sem o solo envolto. Em nenhum dos casos que foi considerada a condição de simetria longitudinal foi possível observar uma instabilidade elástica.

## **6.2 AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE UM SOLO RANDÔMICO ESPACIALMENTE CORRELACIONADO COM DIFERENTES COMPRIMENTOS DE ESCALA CARACTERÍSTICO NA INSTABILIDADE DE UMA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA**

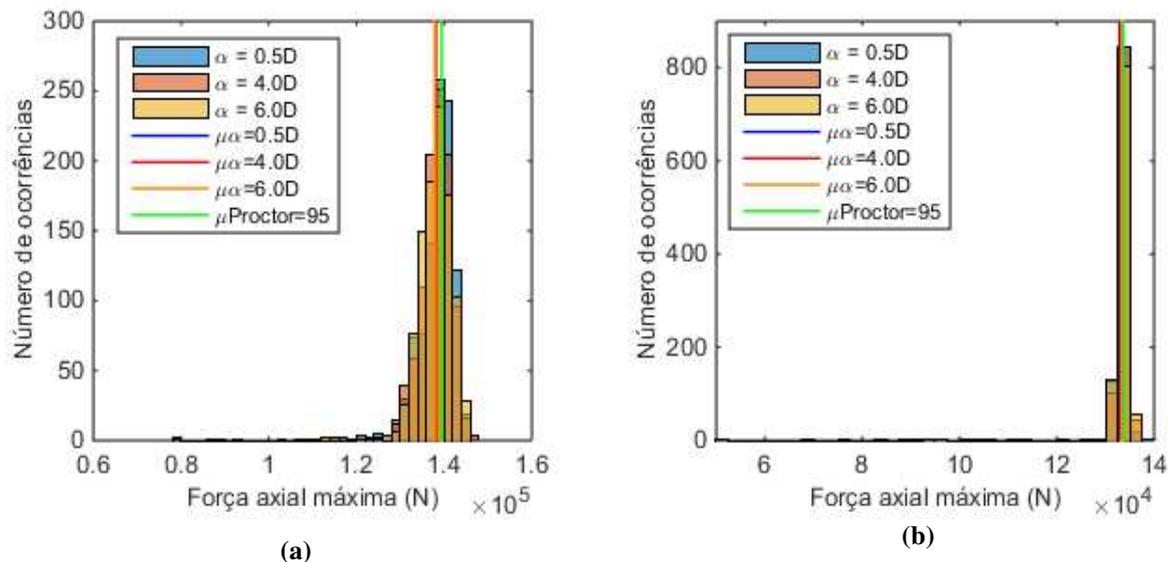
O presente estudo visa analisar a influência de solos com propriedades mecânicas randômicas espacialmente correlacionadas na resistência última de uma tubulação de metal corrugado, o CMP. As variáveis que foram objetos de estudo foram a força máxima de compressão que o CMP alcançou antes do colapso, além de sua mudança de diâmetro vertical.

Por se tratar de um estudo estocástico, uma análise estatística foi realizada para a avaliação dos resultados. Tem-se como parâmetro de variação do CMP o seu diâmetro e no solo a distribuição das propriedades mecânicas. Para cada um dos dois diâmetros selecionados (1500 mm e 5971,5 mm), três valores de comprimento de escala característico,  $\alpha$ , foram

testados ( $\alpha = 0,5 D$ ,  $\alpha = 4,0 D$  e  $\alpha = 6,0 D$ ), e para cada  $\alpha$ , 1000 solos diferentes foram gerados.

Os resultados foram separados por diâmetro de CMP, e posteriormente por valor de  $\alpha$ , de modo a verificar a influência da variabilidade do solo para determinado diâmetro.

Para obter-se um melhor entendimento da distribuição das respostas do conjunto solo-estrutura optou-se pelo cálculo de histogramas de força de compressão máxima e de variação de diâmetro. Foi ainda adicionado ao histograma linhas representando o valor médio para cada  $\alpha$ , além do valor obtido em uma análise considerando-se um solo homogêneo com valor de escala de compactação Proctor Normal de 95%. Os resultados dos histogramas para força de compressão axial máxima estão mostrados na Figura 27.



**Figura 27 - Força máxima de compressão axial no CMP para (a)  $D = 1500$  e (b)  $D = 5971,5$  mm.**

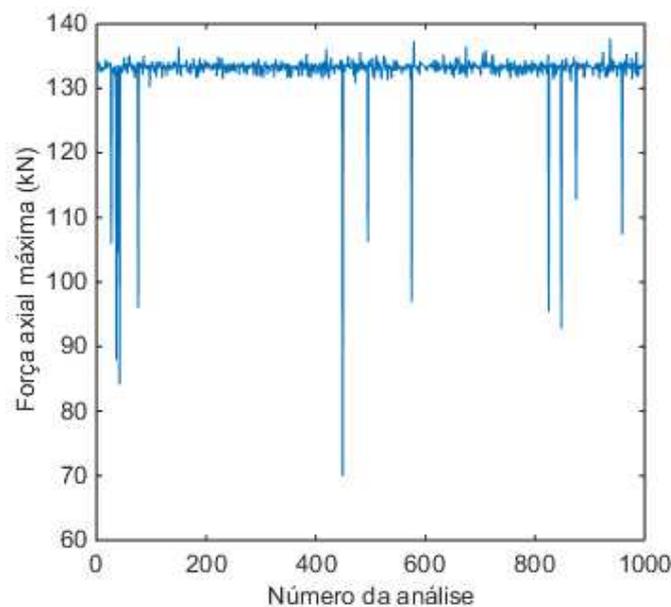
Os valores médios obtidos para cada diâmetro são apresentados em mais detalhes na Tabela 3.

**Tabela 3 - Valores médios de força axial máxima (kN).**

	<b>D = 1500 mm</b>	<b>D = 5971,5 mm</b>
<b><math>\alpha = 0,5 D</math></b>	138	133
<b><math>\alpha = 4,0 D</math></b>	138	133
<b><math>\alpha = 6,0 D</math></b>	138	133
<b>Proctor 95 % (solo homogêneo)</b>	139	134

Analisando-se os valores médios obtidos de carregamento crítico para ambos os diâmetros observa-se que a variação entre o solo homogêneo e os solos estocásticos restringe-se a apenas 1 kN, e entre as variações de  $\alpha$  não altera-se o valor máximo de força de compressão encontrado. Por outro lado, é possível observar através da Figura 27 que existem valores críticos bem abaixo da média, o que a princípio vai contra a segurança.

Entretanto, trata-se de uma análise numérica com diversas causas de não-linearidades e que poderiam ter levado a não convergência do problema de elementos finitos. Portanto, esses casos extremos foram identificados e analisados separadamente. A fim de se facilitar a identificação dessas análises, foram gerados gráficos de força máxima *versus* o número da análise, conforme o exemplificado abaixo na Figura 28. Observa-se claramente desta forma, os valores de picos negativos.



**Figura 28 - Valores de pico encontrados nas análises de força axial máxima para um dos cenários de análise ( $\alpha = 0,5 D$  e  $D = 5971,5$  mm).**

Após analisados isoladamente esses casos, observou-se que as causas do interrompimento das simulações foi uma instabilidade na região do solo dos bolsões de baixa compactação, e, portanto, não chegou-se ao carregamento crítico da estrutura. Excluindo tais casos, obtém-se os histogramas da Figura 29.

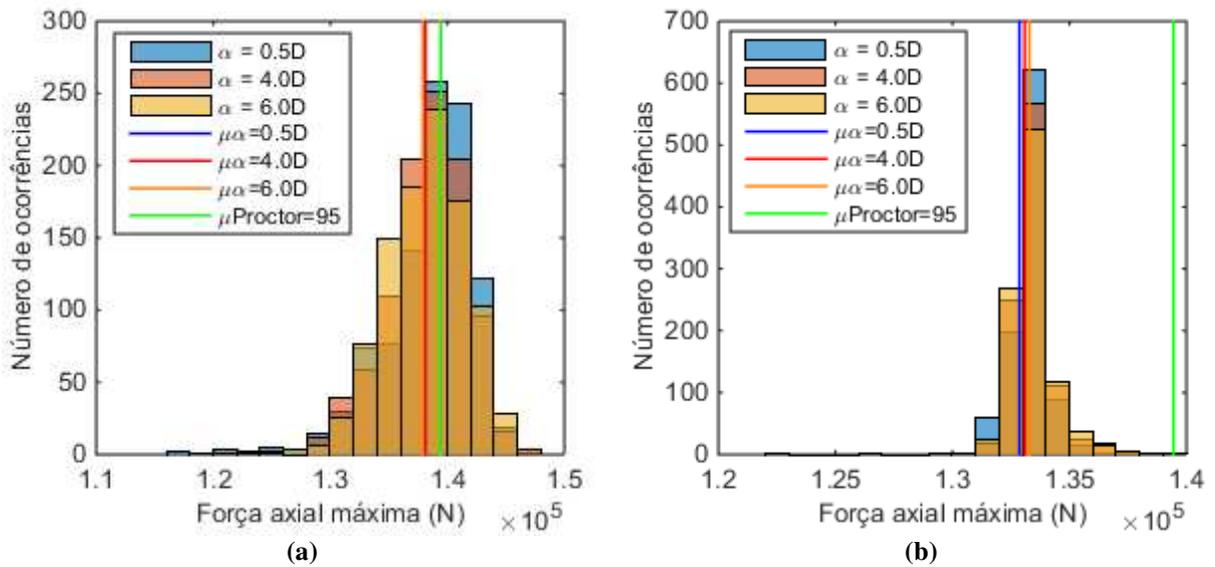


Figura 29 - Histogramas de força máxima de compressão axial no CMP para (a)  $D = 1500$  mm e (b)  $D = 5971,5$  mm.

Calculou-se eCDFs dos resultados obtidos, a fim de observar-se a distribuição dos casos de maneira mais clara (Figura 30).

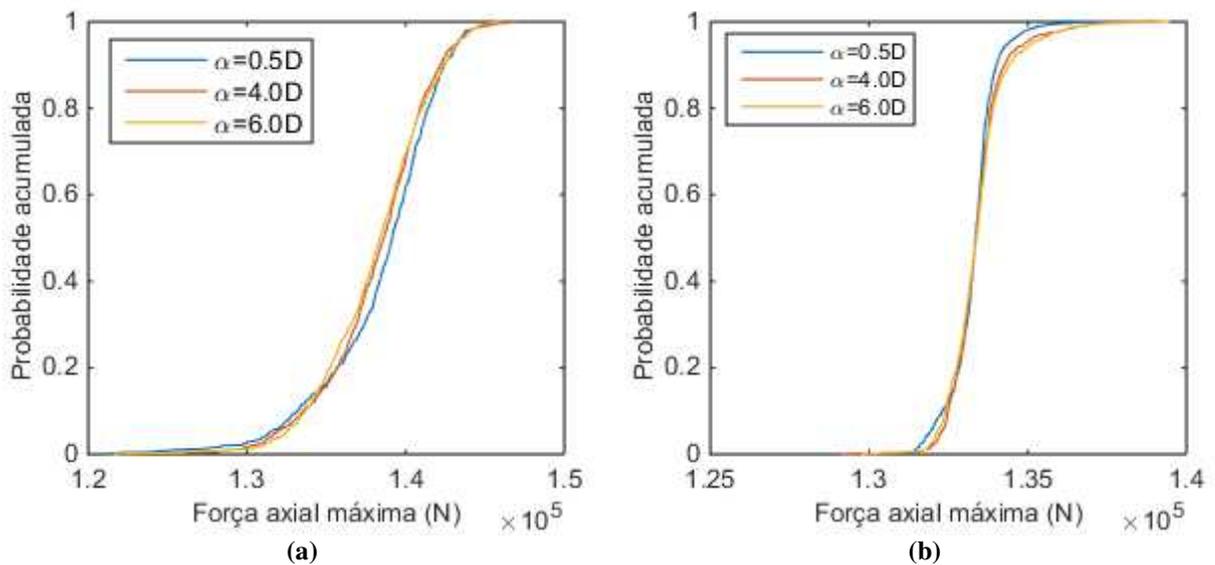


Figura 30 - eCDF da força máxima de compressão axial (N) para (a)  $D = 1500$  mm e  $D = 5971,5$  mm.

Observa-se na Figura 30 para ambos os diâmetros as 3 curvas comportam-se de forma semelhante, com apenas pequenas diferenças. Em  $D = 1500$  mm tem-se para  $\alpha = 0,5 D$  um pequeno deslocamento em relação as outras duas curvas, antes e depois de alcançar o

valor médio da variável (138 kN). Tal fato mostra para um solo com uma variação das propriedades mecânicas de forma mais suave apresenta resultados mais dispersos em relação à média do valor crítico obtido. Ainda assim, vale ressaltar que a diferença encontrada, em termos práticos, é pouco relevante para o comportamento estrutural em geral do CMP. Em  $D = 5971,5$  mm fica claro um grande acumulo de casos perto valor médio encontrado (133 kN), denotado pela elevada tangente das curvas.

O outro foco de estudo das análises trata-se da verificação do estado limite de serviço, no caso, através da redução do diâmetro vertical da tubulação quando considerada a variabilidade das propriedades mecânicas do solo. Tem-se na Figura 31 dois histogramas contendo os resultados obtidos para as análises, separados pelo diâmetro do CMP e posteriormente pelo  $\alpha$  do solo. Estão também plotados as médias encontradas para cada uma das 1000 análises de cada  $\alpha$ , além do valor encontrado quando considerado um solo homogêneo com valor de compactação Proctor de 95%.

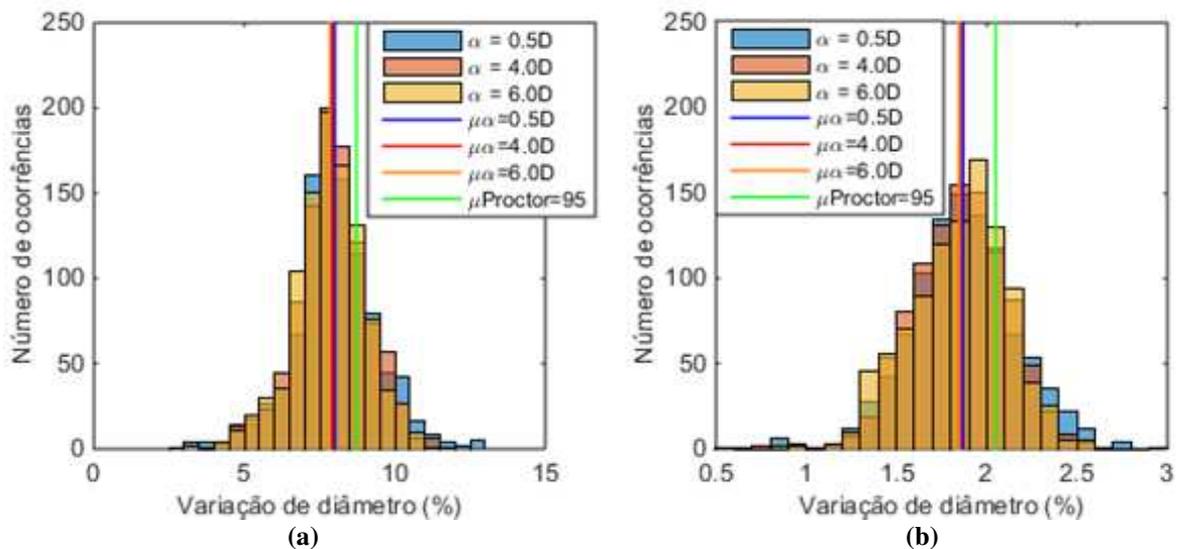


Figura 31 - Histogramas de mudança de diâmetro (%) para (a)  $D = 1500$  mm e (b)  $D = 5971,5$  mm.

Tabela 4 - Valor médio de mudança de diâmetro (%).

$\alpha$	$D = 1500$ mm	$D = 5971,5$ mm
<b>0.5 D</b>	8,0	1,9
<b>4.0 D</b>	7,9	1,9
<b>6.0 D</b>	7,8	1,8
<b>Proctor 95%</b> (solo homogêneo)	8,7	2,1

Através dos histogramas da Figura 31 pode-se observar uma grande similaridade de comportamento entre os diversos valores de  $\alpha$ , ou seja, mesmo diminuindo a distância de correlação entre as regiões do solo, pouco se afeta quando analisado a mudança de diâmetro no momento do carregamento crítico. Através dos valores médios obtidos, tem-se uma diferença máxima no valores absolutos encontrados de 0,2 % para os solos heterogêneos. Esses solos quando comparados com o solo homogêneo de Proctor 95% apresentam uma menor mudança de diâmetro no momento do carregamento crítico, porém no caso mais extremo encontrado, no diâmetro 1500 mm o valor está abaixo de uma variação de 1% e no caso de  $D = 1500$  mm tem-se apenas 0,3%.

Para analisar-se de maneira mais completa a distribuição dos resultados obtidos, eCDFs foram calculadas (Figura 32).

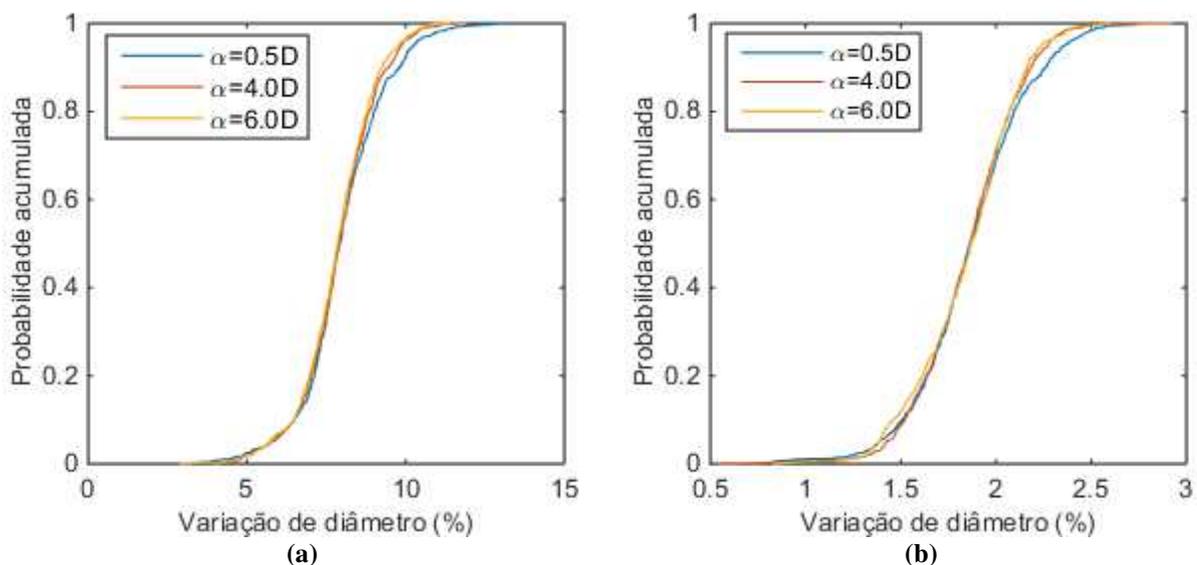


Figura 32 - eCDFs para a mudança de diâmetro vertical (%) para (a)  $D = 1500$  mm e (b)  $D = 5971,5$  mm.

Novamente obtém-se uma sobreposição das curvas, com exceção do solo de  $\alpha = 0,5 D$  nos valores de mudança de diâmetro mais elevados, que apresentaram maior dispersão em relação as curvas, e portanto um tangente de menor amplitude na região.

Com os resultados observa-se também que relativamente para o menor diâmetro o deslocamento obtido apresenta um maior impacto, sendo portanto o novo diâmetro reduzido em aproximadamente 8% e para o maior CMP tem-se uma variação em torno de 2%. Porém, em valores absolutos, ambos os casos apresentaram uma diferença entre o deslocamento

vertical da crista e da base do CMP em torno de 120 mm, no momento do colapso estrutural. Ressalta-se também que apesar de uma tubulação ser aproximadamente 4 vezes maior do que a outra, a diferença da força axial máxima foi de apenas 5 kN.

A fim de comprovar-se a semelhança ou diferença entre os casos estudados foi realizado um teste de Kolmogorov-Smirnov. A hipótese nula deve avaliar se os diferentes cenários de  $\alpha$  pertencem a mesma distribuição. A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos.

**Tabela 5 - Resultados do teste Kolmogorov-Smirnov.**

	$\alpha$	D = 1500 mm			D = 5971,5 mm		
		0,5 D	4 D	6 D	0,5 D	4 D	6 D
<b>Força axial máxima</b>	<b>0,5 D</b>	100,00%	0,16%	0,00%	100,00%	1,06%	0,04%
	<b>4 D</b>		100,00%	15,96%		100,00%	52,88%
	<b>6 D</b>	Sim.		100,00%	Sim.		100,00%
<b>Mudança de diâmetro vertical</b>	<b>0,5 D</b>	100,00%	0,00%	0,00%	100,00%	0,02%	0,01%
	<b>4 D</b>		100,00%	78,88%		100,00%	75,30%
	<b>6 D</b>	Sim.		100,00%	Sim.		100,00%

Os resultados do teste comprovam o observado nas curvas eCFDs e forma dos histogramas obtidos, de que apesar do valor médio dos resultados obtidos estarem muito próximos, o cenário de  $\alpha = 0,5 D$  difere-se dos demais casos. Por outro lado, as diferenças entre os resultados obtidos de  $\alpha = 4,0 D$  e  $\alpha = 6,0 D$  podem ser desconsideradas.

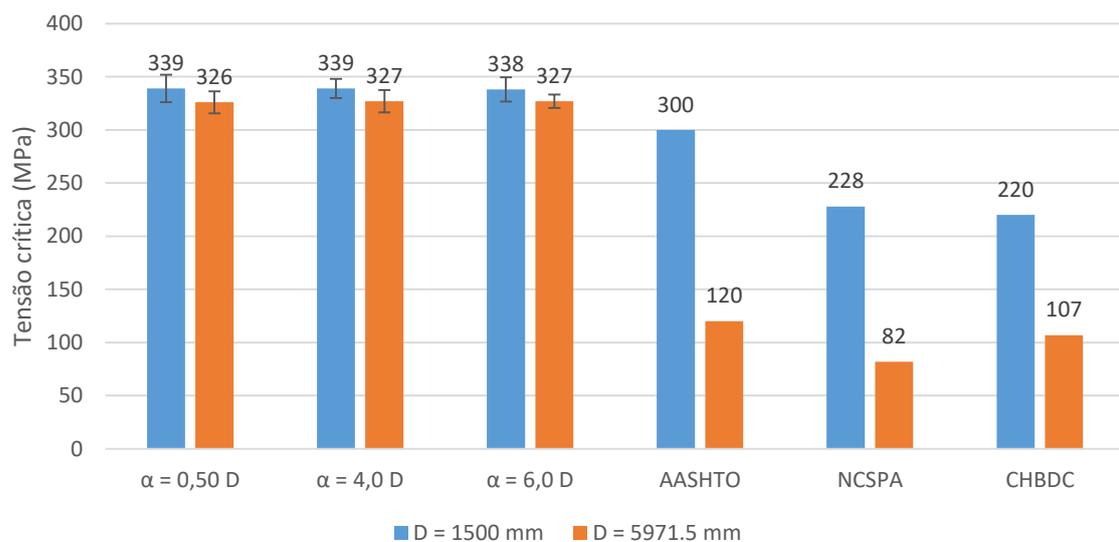
A fim de comprovar-se também as observações realizadas nas distribuições dos histogramas e eCFDs, calculou-se a média e desvio padrão ( $\sigma$ ) para cada cenário. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.

**Tabela 6 - Média e desvio padrão para força máxima axial e mudança de diâmetro vertical.**

	Força axial máxima (kN)				Mudança de diâmetro vertical (%)			
	D = 1500 mm		D = 5971,5 mm		D = 1500 mm		D = 5971,5 mm	
	Valor médio	$\sigma$	Valor médio	$\sigma$	Valor médio	$\sigma$	Valor médio	$\sigma$
$\alpha = 0,5$	138	5,26	133	4,25	8,0	1,36	1,9	0,30
$\alpha = 4,0$	138	3,67	133	4,23	7,9	1,19	1,9	0,26
$\alpha = 6,0$	138	4,65	133	2,51	7,8	1,18	1,8	0,27

Observa-se que os desvios padrão encontrados apresentam valores reduzidos, o que leva ao acúmulo de resultados próximos da média encontrada, conforme demonstrado pelos gráficos. Para o menor valor de comprimento de escala característico,  $\alpha = 0,5 D$ , tem-se tanto para a força máxima como para a mudança de diâmetro, os maiores valores de desvio padrão para os cenários.

Por fim, realizou-se um estudo comparativo entre as tensões críticas médias encontradas no estudo e as obtidas pelo cálculo das normas AASHTO, NCSA e CHBDC, conforme as equações das seções 4.1.1, 4.1.3 e 4.1.4. Os resultados dos cálculos comparativos em relação a cenários de  $\alpha$  variando estão apresentados na Figura 33.



**Figura 33 - Comparação entre valores médios de tensão crítica para cenário de  $\alpha$  e valores de norma (MPa).**

Observa-se que para ambos os diâmetros, os valores sugeridos em norma estão abaixo dos encontrados nas análises não-lineares considerando-se o solo com propriedades mecânicas randômicas espacialmente correlacionadas. Para  $D = 1500$  mm tem-se a norma da AASHTO a que mais se aproxima dos valores obtidos nas análises, com uma diferença próxima a 10%, já a NCSPA e a CHBDC apresentam valores mais conservadores. Porém, a grande diferença apresenta-se no diâmetro de 5971,5 mm, no qual todas as normas apresentaram valores menores que 60% dos encontrados através das simulações de elementos finitos. Através dos resultados obtidos, pode-se observar as normas assumindo valores mais conservadores para o dimensionamento dos CMPs quando leva-se em conta apenas a tensão máxima na tubulação metálica corrugada.

Assim, apesar das normas apresentadas limitarem o dimensionamento à instabilidade das tubulações metálicas corrugadas em relação à tensão, é observado que nas análises numéricas as tensões estão acima desses limites, e que pouco variam com relação à aleatoriedade do solo ou mudança de perfil. Além disso, as tensões encontram-se próximas ao valor obtido para uma seção transversal da linha horizontal do CMP totalmente plastificada e com uma deformação plástica de aproximadamente 2,85%, conforme a curva de encruamento do aço utilizado nas simulações numéricas. Portanto, a comparação entre norma e resultados de análises em elementos finitos de maneira direta por meio das tensões pode levar a conclusão de que as normas fornecem limites muito conservadores aos projetistas.

### **6.3 ESTUDO PARAMÉTRICO DE PERFIS E DIÂMETROS DE TUBULAÇÕES METÁLICAS CORRUGADAS NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL**

Supondo um cenário no qual deseja-se calcular qual a pressão de sobrecarga/aterro limite de uma determinada tubulação metálica corrugada por meio da norma NCSPA (2008), de acordo com as equações 3 a 5 tem-se uma limitação através de tensões. Ainda por meio dessa norma, pode-se calcular a força de compressão axial na linha média da tubulação metálica corrugada através da equação 16. Por meio da equação 17 pode-se então obter a tensão axial por metro de tubulação.

$$C = P_v \cdot \frac{D}{2} \quad (16)$$

Onde:  $C$  = força axial de compressão (MPa/m)  
 $P_v$  = pressão vertical de projeto (MPa)  
 $D$  = diâmetro da tubulação metálica corrugada (m)

$$f_b = \frac{C}{A} \quad (17)$$

Onde:  $A$  = área de seção transversal comprimida (mm<sup>2</sup>)

Substituindo a equação 17 na 16, obtêm-se a equação 18, que permite o cálculo da pressão de sobrecarga em função da tensão limite pré-estabelecida,  $f_b$ , nas equações 3 a 5.

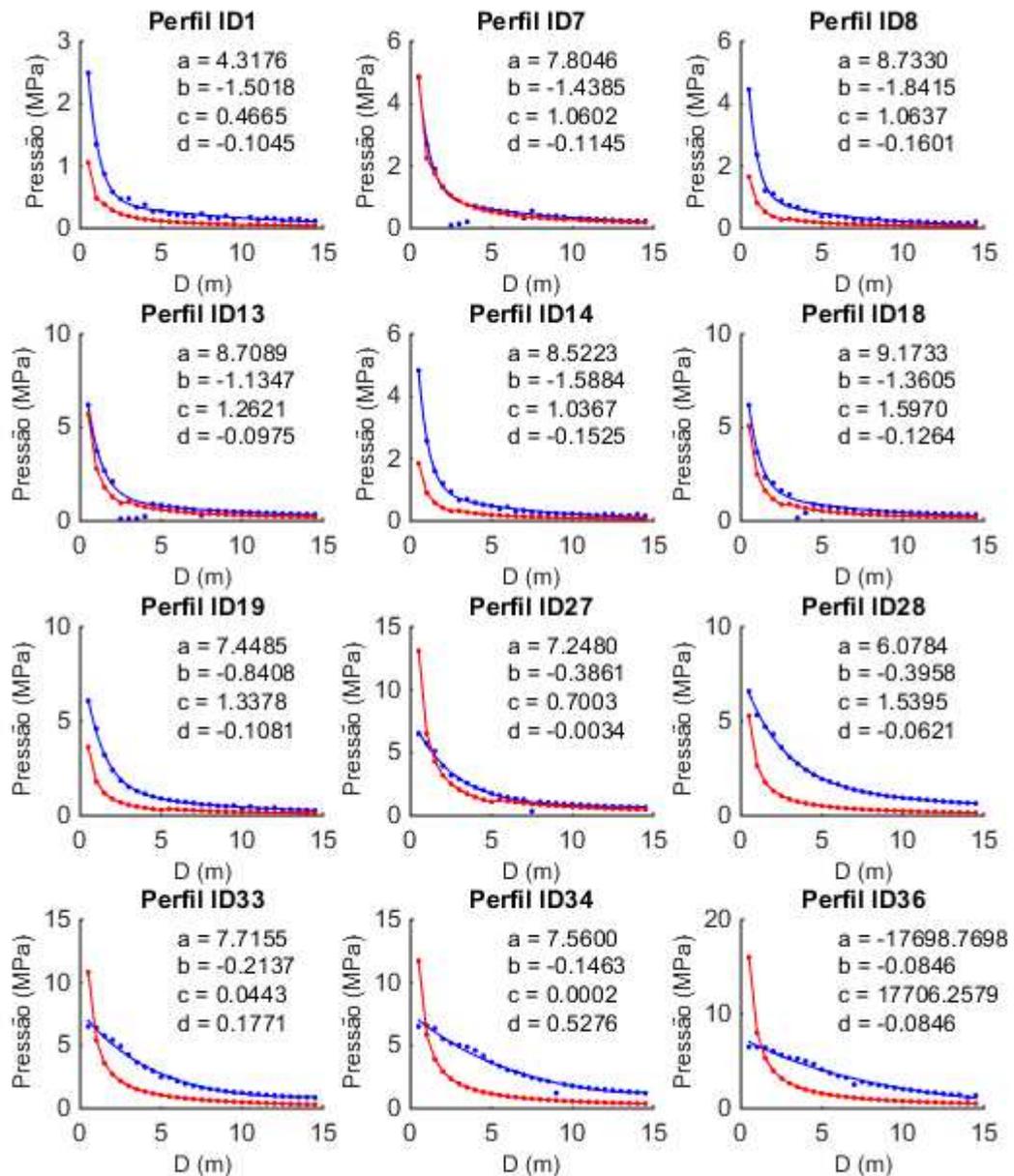
$$P_v = \frac{2 \cdot f_b \cdot A}{D} \quad (18)$$

Este estudo irá comparar as pressões de sobrecarga obtidas pela simulação numérica no momento do colapso estrutural e pela norma da NCSPA (2008). Conforme descrito na seção 5.5, foram selecionados os perfis de menor e maior espessura para um mesmo comprimento de onda, de acordo com Tabela 1. Além disso, foi considerado um solo homogêneo com compactação Proctor Normal de 95%.

Os resultados são apresentados na Figura 34, na qual foram agrupados por perfil, e plotadas as pressões de sobrecarga no momento do colapso conforme o diâmetro no qual o perfil foi modelado, representado pelos pontos em azul.

A partir dos resultados de pressão de sobrecarga foi calculada uma regressão exponencial com dois termos, conforme a Equação 19. Esse tipo de função foi a regressão numérica que melhor se adequou a distribuição dos resultados de pressão de sobrecarga dada uma variação de diâmetro para um mesmo perfil. A regressão está representada pela curva em azul e os coeficientes dos termos encontrados estão escritos em cada gráfico. Plotou-se para comparação os valores obtidos pela norma NCSPA, representados pela curva em vermelho.

$$y = ae^{bx} + ce^{dx} \quad (19)$$



**Figura 34 - Pressões de sobrecarga obtidas por diâmetro, agrupadas por perfil. Em vermelho tem-se a pressão da norma NCSPA e em azul a pressão obtida na simulação numérica.**

Na Figura 35 tem-se os valores de pressão obtidos no momento do colapso, porém em valores relativos, sendo calculado como a pressão da análise em elementos finitos dividida pela pressão de norma. Na Figura 36 tem-se outro conjunto de gráficos com pressões relativas, porém desta vez sendo a pressão de norma dividida pela pressão numérica.

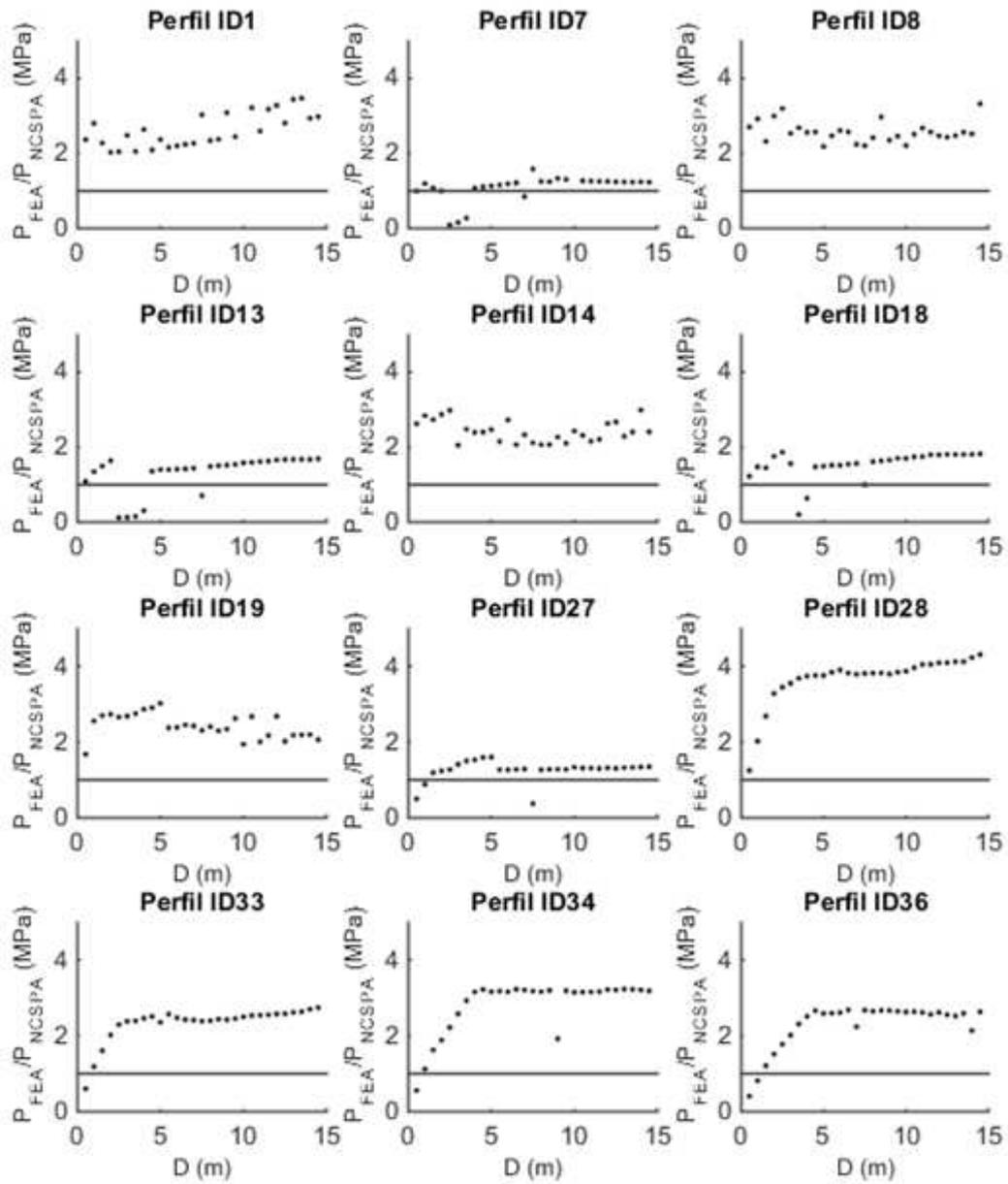


Figura 35 - Curvas de pressão de sobrecarga obtidas nas simulações numéricas divididas pela pressão obtida pela norma NCSPA.

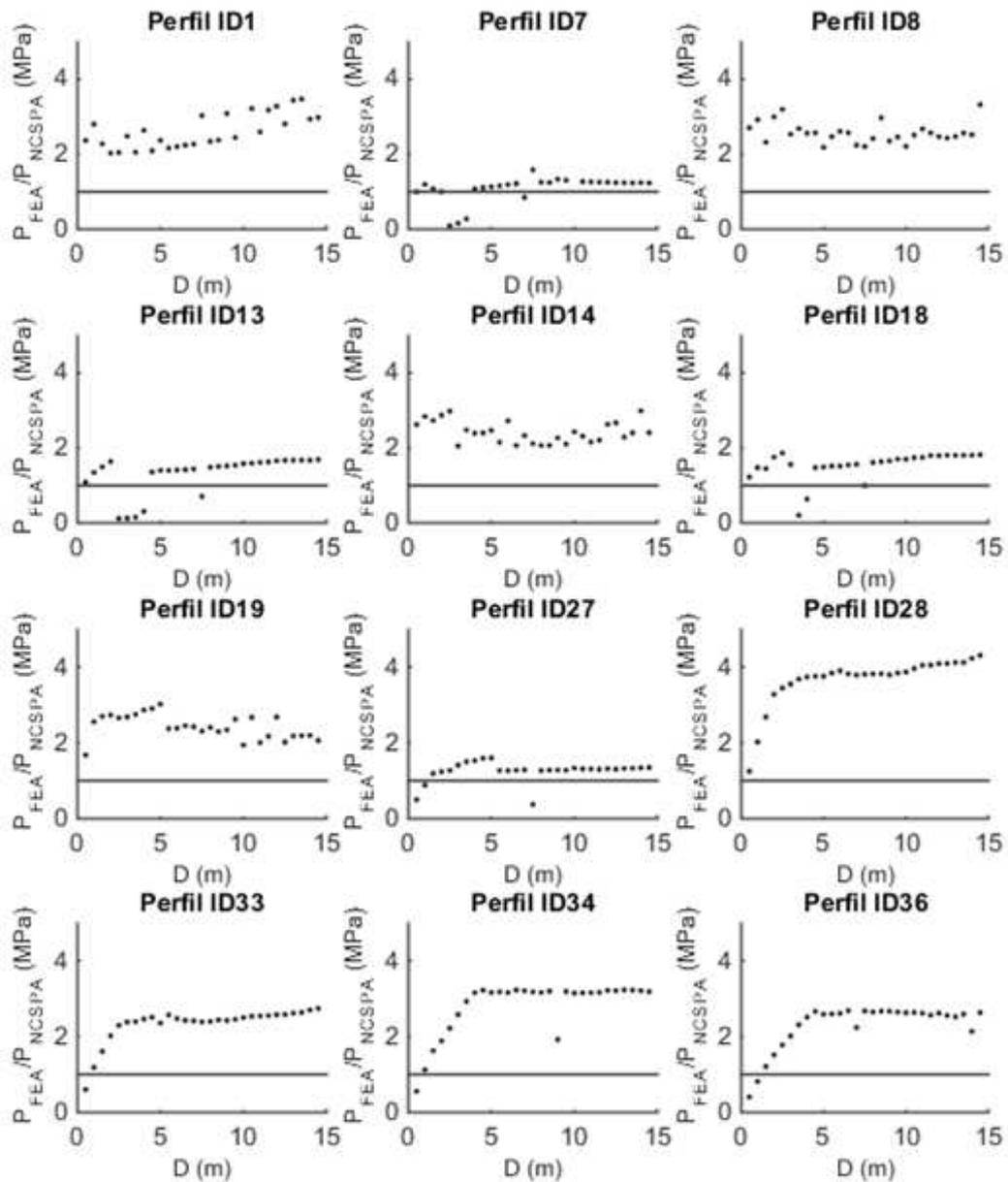


Figura 36 - Curvas de pressão de sobrecarga obtidas pela norma NCSPA divididas pela pressão de sobrecarga obtidas nas simulações numéricas.

Pode-se observar através da Figura 34 que os valores obtidos através da simulação numérica apresentam uma tendência de diminuir o valor de pressão crítica conforme o diâmetro é aumentado. Entretanto, pode-se observar que alguns resultados obtidos fogem a

essa tendência, conforme exemplificado pelos pontos de 2,5 m até 3,5 m no Perfil de ID 7. Tais resultados foram analisados separadamente e observou-se que houveram problemas numéricos na simulação em elementos finitos, e que não permitiram a conclusão das análises, e, portanto, tais modelos não chegaram ao colapso estrutural. Esses pontos não foram considerados no cálculo da regressão exponencial.

Nos perfis de maior comprimento de onda, como os perfis de ID 33, 34 e 36, para os menores diâmetros foram obtidos valores de pressão nas simulações numéricas abaixo dos valores calculados pela NCSPA. Entretanto, apesar de analisados, tais perfis apresentariam dificuldades construtivas e dificilmente seriam empregados para diâmetros dessa ordem de grandeza.

Através dos gráficos da Figura 35 e Figura 36 observa-se uma dispersão nas relações dos valores de norma quando comparados com os da simulação numérica para os perfis de menor comprimento de onda. Por outro lado, tem-se uma exceção no perfil de ID 7 que apresentou valores de pressão muito próximos dos valores de norma para diâmetros acima de 5 m. Para os perfis de maior comprimento de onda observa-se uma estabilização dos valores relativos calculados para diâmetros acima de 4 m.

A partir das regressões exponenciais obtidas nessa análise calculou-se uma superfície de resposta para obtenção da pressão de sobrecarga limite. Tem-se como variáveis de entrada o diâmetro da tubulação e a área de seção transversal do perfil por milímetro de comprimento de tubulação. Definiu-se a utilização da área de seção transversal do perfil para a obtenção da superfície, uma vez que foi identificada nas seções 6.1 e 6.2 uma relação entre a força axial máxima no momento do colapso e a plastificação da seção transversal. Apresenta-se o resultado na Figura 37.

Devido ao comportamento semelhante de resposta da pressão de sobrecarga crítica obtido pelas simulações numéricas e pelo cálculo da norma NCSPA (2008) definiu-se essa variável de resposta como sendo adequada para realização de um estudo comparativo.

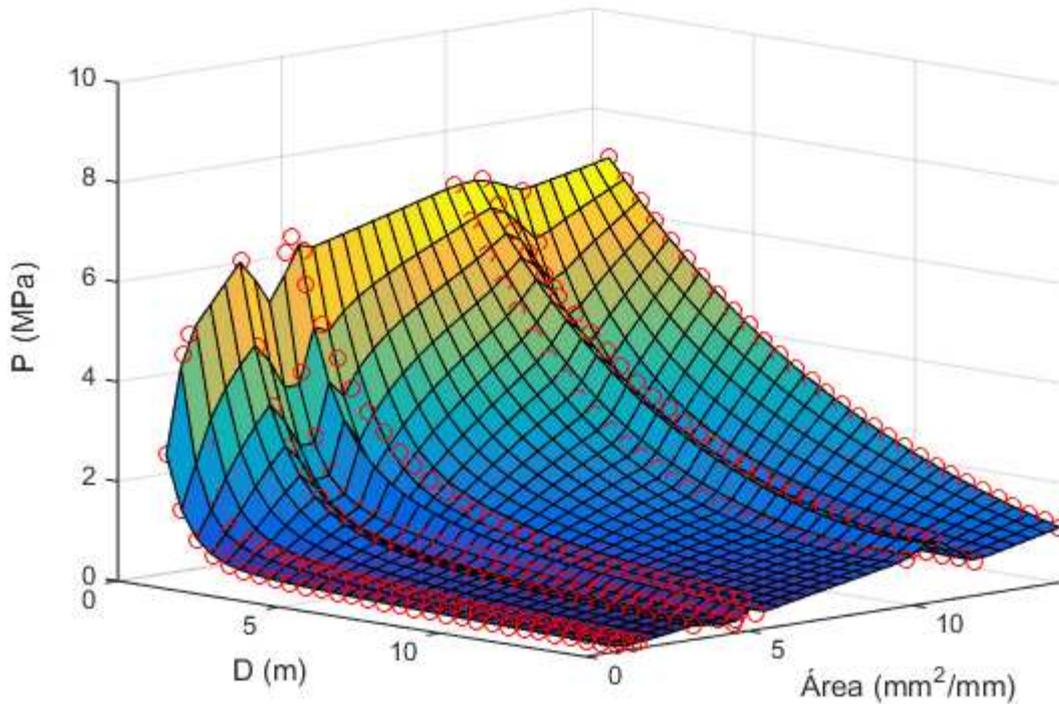


Figura 37 - Superfície de resposta de pressão crítica para determinada área de seção transversal de perfil e diâmetro de tubulação.

#### 6.4 ESTUDO PARAMÉTRICO E ESTOCÁSTICO AVALIANDO A INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO NA PRESSÃO DE SOBRECARGA NO MOMENTO DO COLAPSO ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO METÁLICA CORRUGADA

Um novo estudo estocástico foi realizado a fim de avaliar a influência da variabilidade das propriedades mecânicas do solo em relação a pressão de sobrecarga crítica. Conforme descrito na seção 5.6, novamente foi avaliado o Perfil 14 da Tabela 1, aplicado a diâmetros de 1500 mm e 5971.5 mm, com solos que apresentam propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas com comprimento de escala característico,  $\alpha$ , de  $0,5 D$ ,  $4,0 D$  e  $6,0 D$ . Para cada combinação de parâmetros foram gerados 100 solos estocásticos, totalizando 600 análises. Para cada conjunto de resultados foram ainda obtidos valores da média, desvio padrão, além de valores para um intervalo de confiança entre 5% e 95% considerando uma aproximação a uma distribuição probabilística normal. Para um estudo comparativo foram ainda adicionados os valores de pressão crítica considerando um solo homogêneo de escala de

compactação Proctor Normal de 95% e os obtidos conforme a norma NCSPA (2008). Os resultados são apresentados na Figura 38. A curva em roxo representa a pressão de sobrecarga para um solo homogêneo. Em vermelho tem-se a pressão média do estudo estocástico. Em amarelo a pressão calculada pela norma NCSPA(2008). A região sombreada representa o intervalo de confiança entre 5% e 95% para uma distribuição normal.

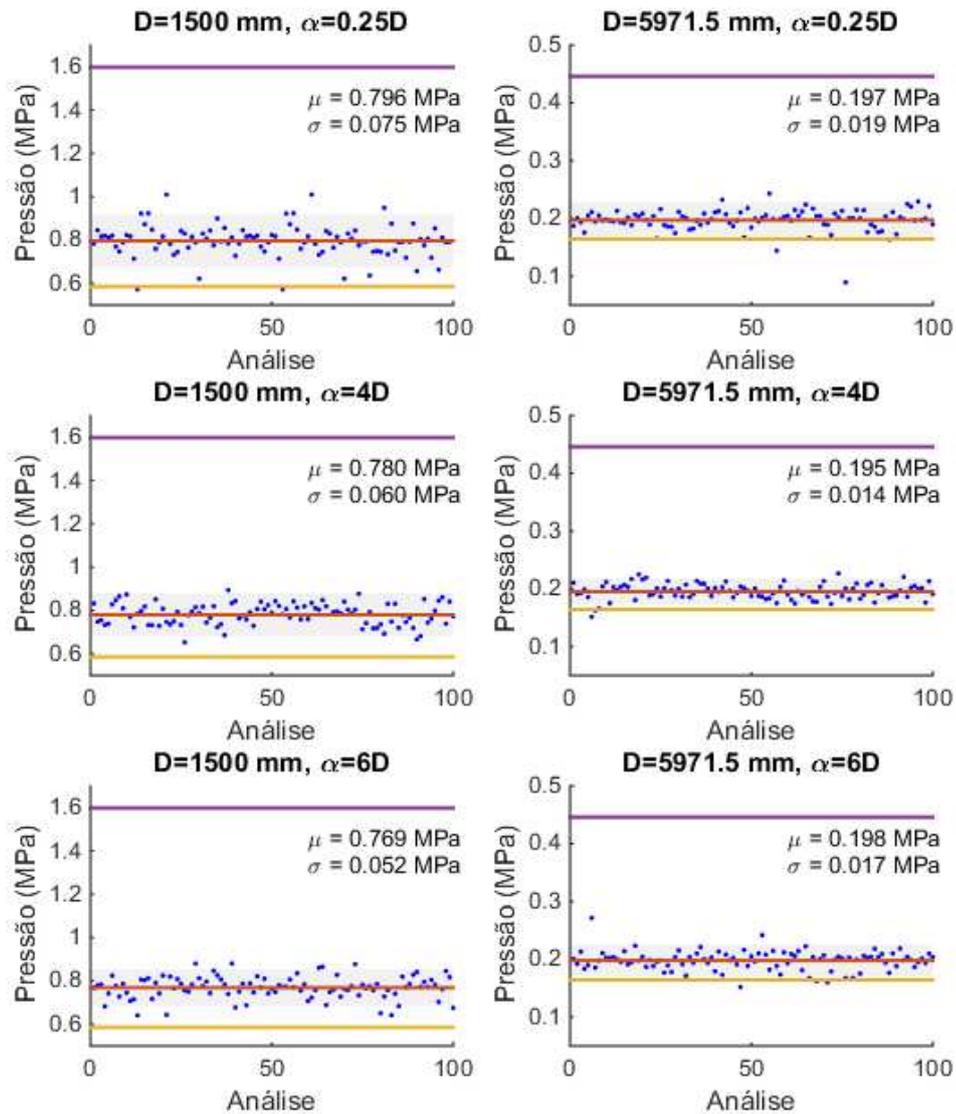


Figura 38 - Análise estocástica da pressão de sobrecarga para solos heterogêneos.

Observa-se através dos resultados da Figura 38 que a pressão de sobrecarga crítica média do solo com propriedades randômicas espacialmente correlacionadas representa

aproximadamente 50% da pressão obtida com o solo homogêneo, o que demonstra uma perda significativa. Se analisado o intervalo de confiança entre 5% e 95% de uma distribuição normal observa-se uma sobreposição entre os valores obtidos para o diâmetro de 5971,5 mm e valores muito próximos para o diâmetro de 1500 mm.

Realizando uma análise crítica em relação a tubulações que possuem um mesmo diâmetro mas enterradas em solos com diferentes comprimentos de escala característico ( $\alpha$ ), observa-se que a diferença entre os cenários é irrelevante.

A fim de um melhor entendimento da distribuição dos valores de pressão crítica no estudo estocástico foi calculada qual tipo de distribuição melhor representa os resultados obtidos. Cada cenário foi comparado com as distribuições probabilísticas normal, gama, lognormal, exponencial, de Weibull, Beta, binomial, de valor extremo, generalizada de valor extremo, generalizada de Pareto, Poisson, uniforme e de Rayleigh. Para exemplificar os resultados obtidos, tem-se na Figura 39, todas essas distribuições apresentadas e comparadas com os valores obtidos para o cenário do diâmetro de 1500 mm e  $\alpha = 0,5 D$ . Duas medidas são realizadas para verificar qual curva melhor adéqua a distribuição dos resultados, o teste de Kolmogorov-Smirnov (*kstest2*) e a raiz quadrada do erro-médio.

Para o caso exemplificado tem-se que a distribuição que melhor se adequa é a distribuição normal, pois é a que apresenta o maior valor no teste Kolmogorov-Sminorv e o menor valor da raiz quadrada do erro-médio. Tem-se na Figura 40 o mesmo procedimento realizado, porém para os outros valores de  $\alpha$  e diâmetro, sendo que será apresentada apenas a distribuição mais representativa. Pode-se observar através dos resultados obtidos que 4 estudos foram melhor aproximados por distribuições normais, enquanto 2 pela distribuição de Weibull.

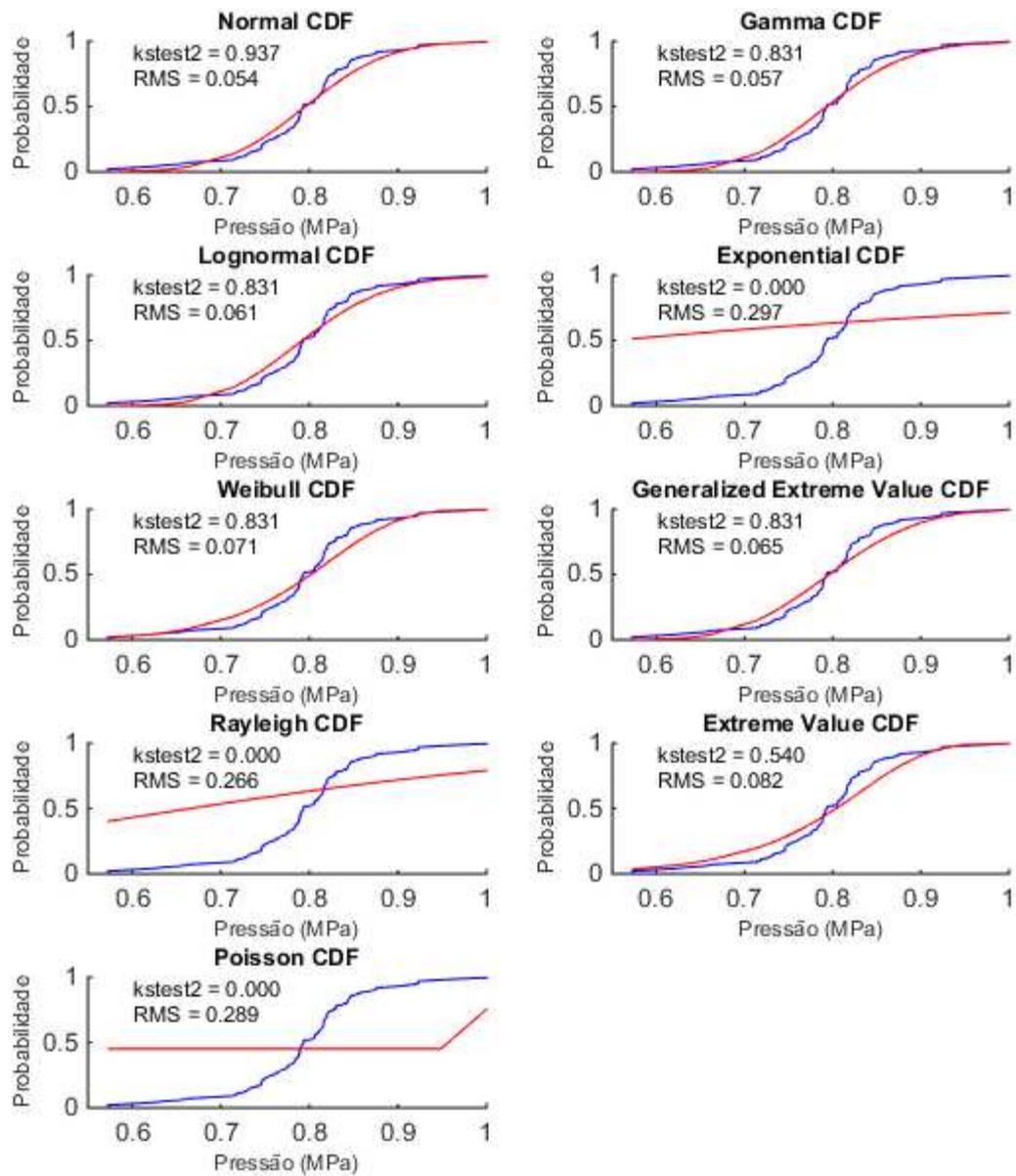
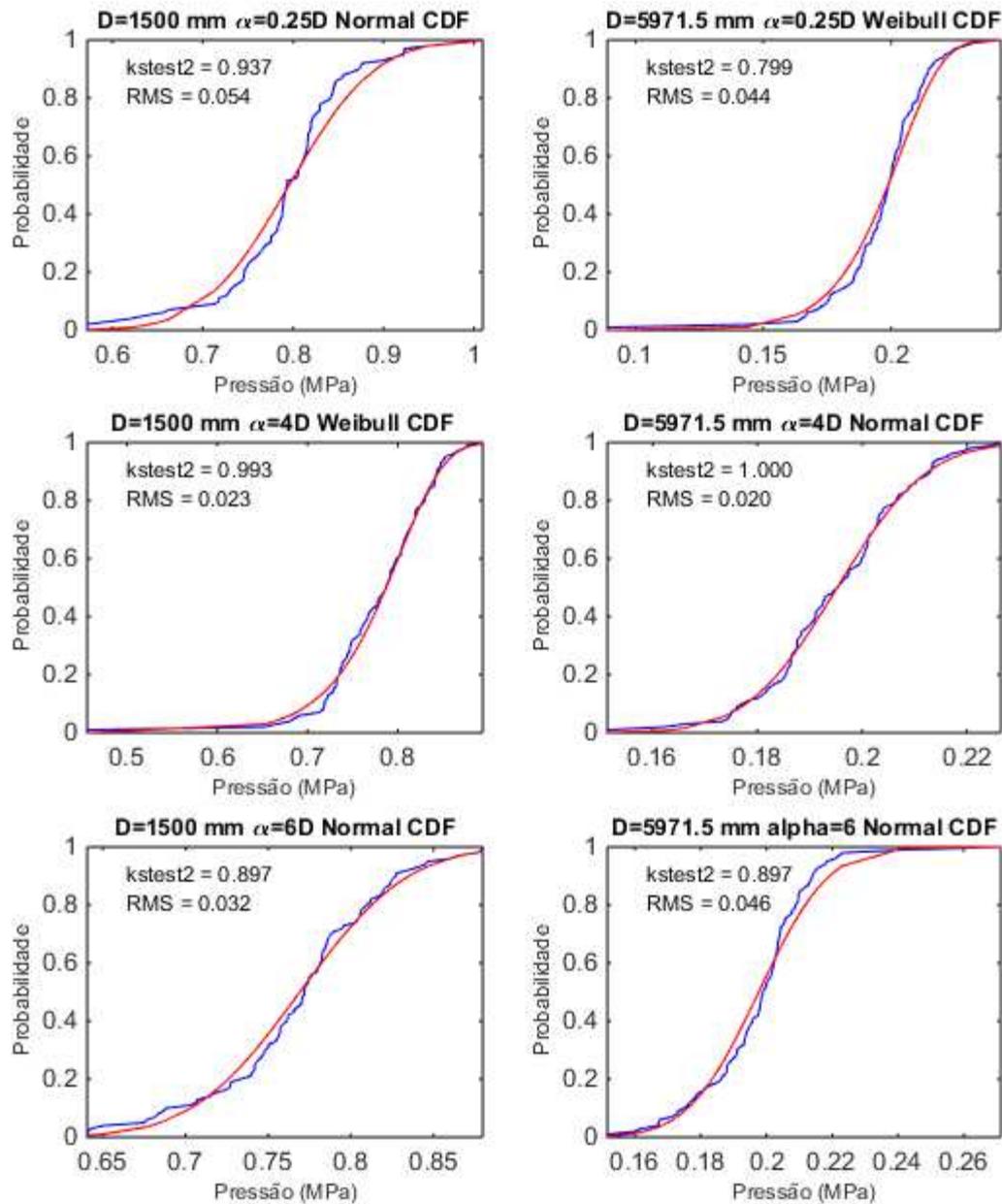


Figura 39 - Comparação de distribuições probabilísticas no estudo estocástico sendo  $D = 1500$  mm e  $\alpha = 0,5 D$ .



**Figura 40 - Distribuições probabilísticas que melhor se adequam aos resultados obtidos de  $D = [1500 \text{ mm}, 5971,5 \text{ mm}]$  e  $\alpha = [0,5.D, 4,0.D, 6,0.D]$ .**

Tendo em vista que o resultado de pressão crítica foi influenciado drasticamente pela variação das propriedades mecânicas do solo, entretanto a intensidade da variação do solo pouco teve efeito (comprimento de escala característico), decidiu-se por realizar um novo estudo estocástico que irá abranger todos os perfis de menor espessura para um mesmo comprimento de onda da Tabela 1, considerando um valor  $\alpha = 0,25.D$ , com a geração de 100

solos por combinação de parâmetro, porém variando os diâmetros de 1 m em 1 m, sendo o diâmetro inicial de 0,5 m e tamanho máximo de 14,5 m, o que totaliza 9000 análises.

Os resultados encontram-se nas Figura 41, Figura 42 e Figura 43. Nos gráficos apresentados estão os resultados da média da pressão de sobrecarga obtida para as combinações de diâmetro e perfil identificados pelos círculos em vermelho. Já a curva em vermelho representa a regressão exponencial de dois termos (Equação 19) realizada para tais valores, que é análoga a da seção 6.3. Os parâmetros de cada curva calculada estão apresentados nos gráficos através dos coeficientes  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $d$ . Além disso, foram também plotados os valores de pressão de sobrecarga crítica através da norma NCSPA (2008), que podem ser identificados pela cor azul. A curva obtida na seção 6.3 está representada nessa figura através da cor verde, e são referentes a pressão de sobrecarga crítica para um solo homogêneo com escala de compactação Proctor Normal de 95%. Por fim, identificados pelos pontos na cor preta tem-se os valores obtidos para cada combinação de parâmetros do estudo estocástico para o intervalo de confiança entre 5% e 95% de uma distribuição normal. Para esses valores limites foram então aplicadas novas regressões exponenciais com dois termos (Equação 19), uma para o limite superior e outra para o limite inferior. O intervalo entre essas duas curvas está apresentado através da hachura em cinza desses gráficos.

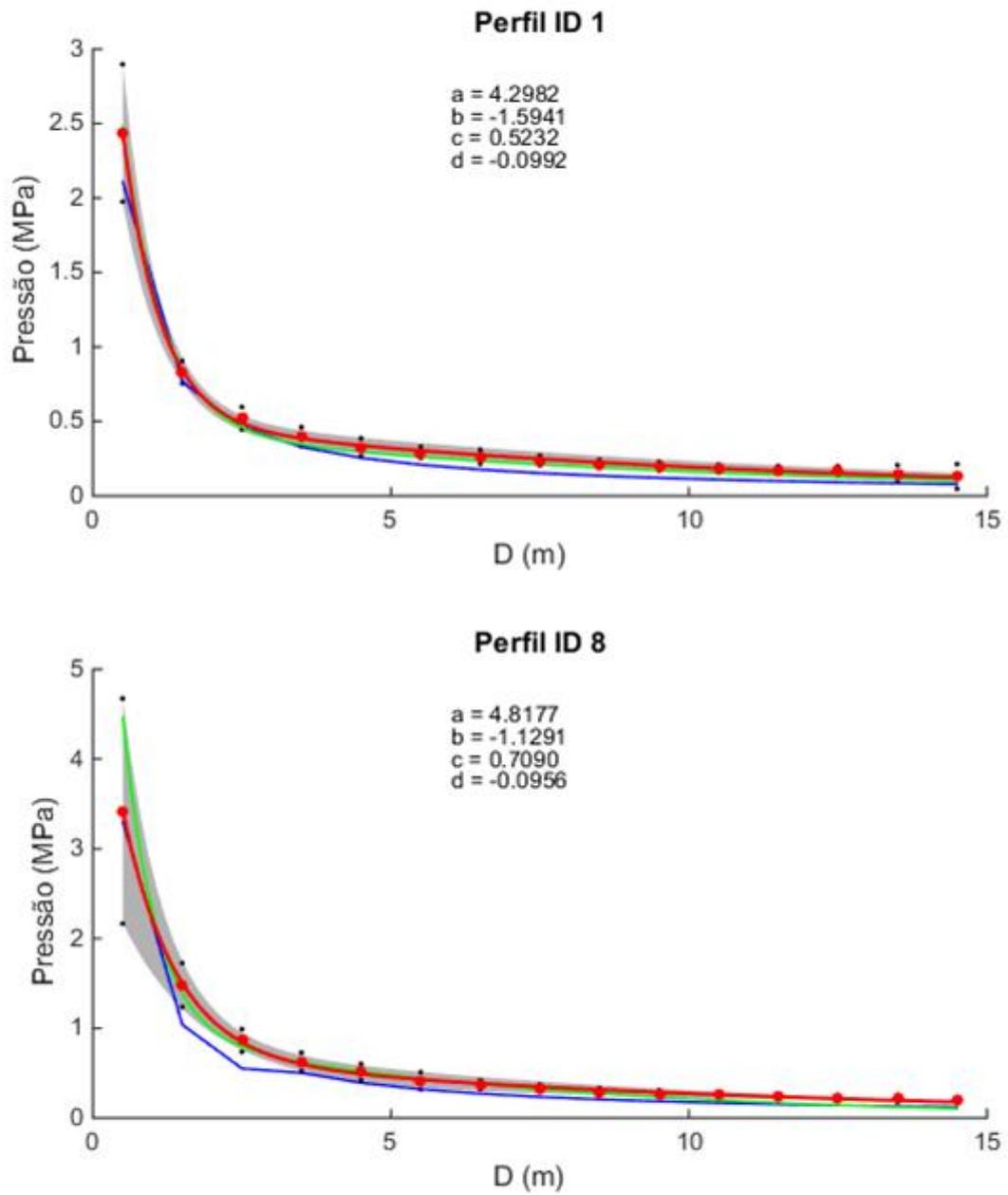


Figura 41 - Resultados de pressão crítica de sobrecarga para o estudo estocástico (perfis 1 e 8).

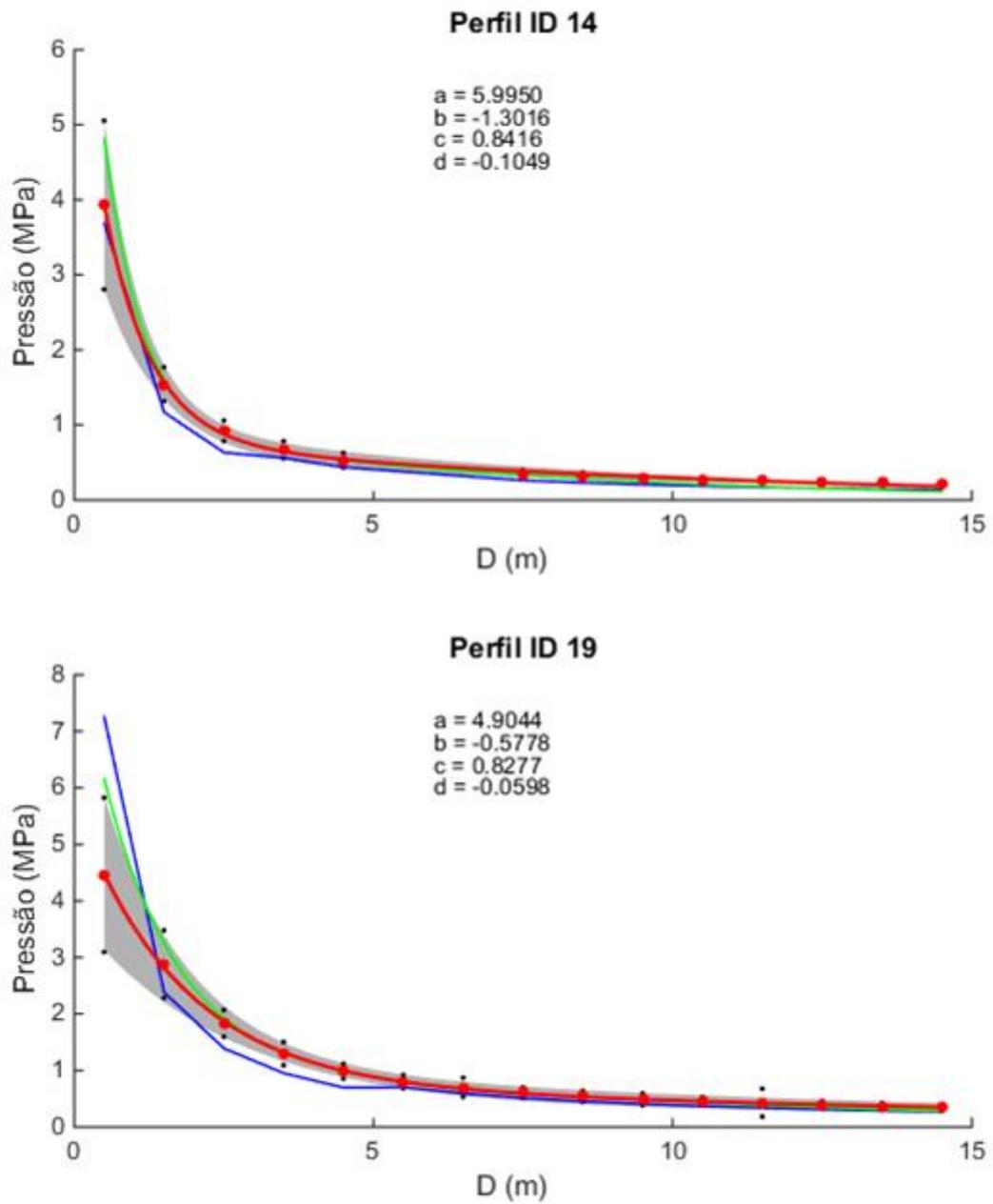
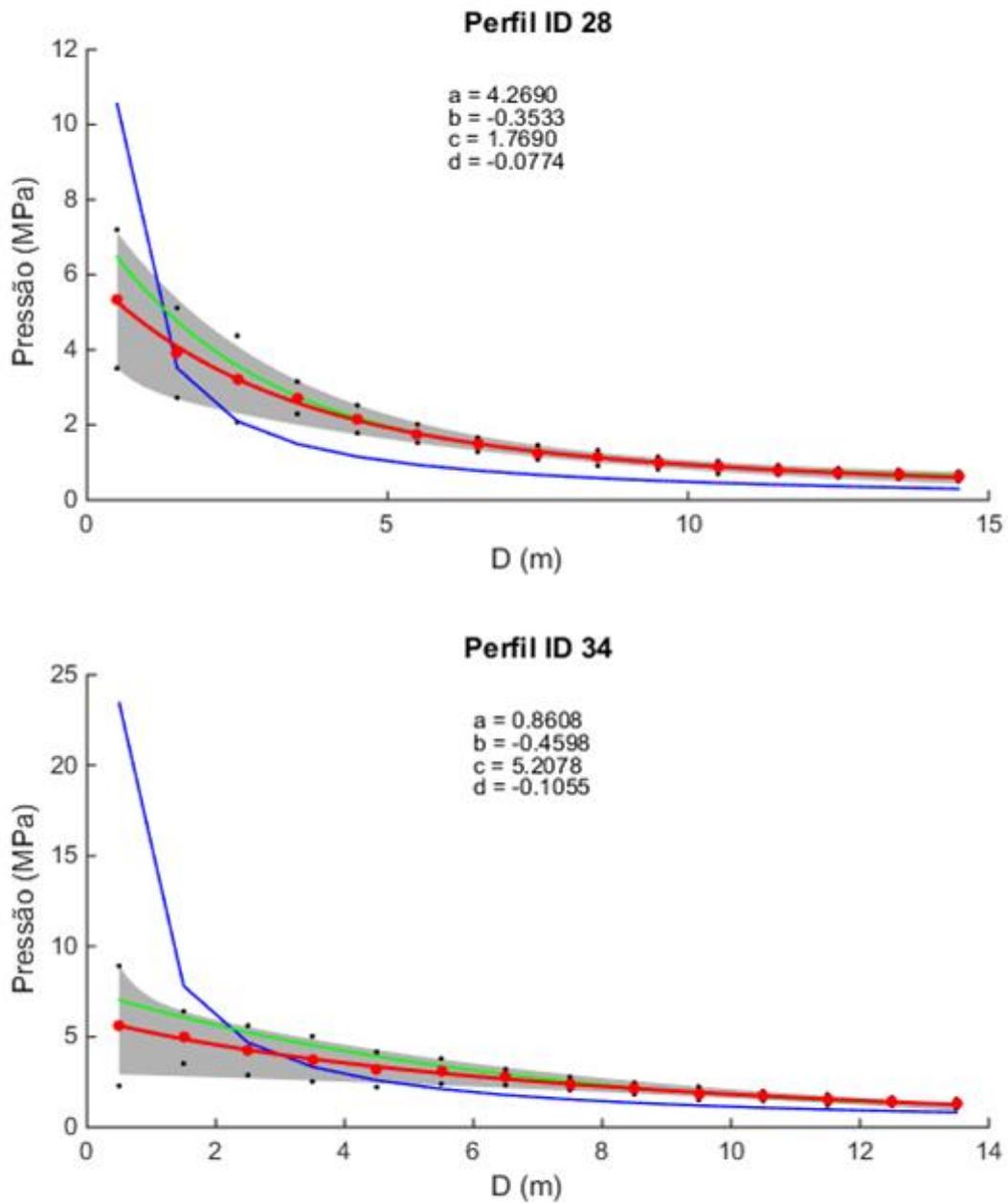


Figura 42 - Resultados de pressão crítica de sobrecarga para o estudo estocástico (perfis 14 e 19).



**Figura 43 - Resultados de pressão crítica de sobrecarga para o estudo estocástico (perfis 28 e 34).**

Nos resultados obtidos das Figura 41, Figura 42 e Figura 43 pode-se observar que os valores obtidos nas análises estocásticas de pressão de sobrecarga adéquam-se de forma bem eficaz com a regressão exponencial com dois termos (curva em vermelho). Além disso pode-se observar que os valores obtidos para o solo homogêneo para todos os casos estão acima do solo estocástico, porém convergem entre si com o aumento do diâmetro da

tubulação (curva em verde). Quando comparados os valores estocásticos com a pressão de sobrecarga obtida pela norma da NCSPA (2008) tem-se um comportamento análogo ao da seção 6.2, de que para os diâmetros menores a simulação apresentou valores menores de pressão crítica que a norma. Analisando a região que representa o intervalo de confiança entre 5% e 95% de uma distribuição normal tem-se que para diâmetros acima de 2,5 m a norma apresentou para todos os casos valores mais conservadores. Pode-se extrair dos gráficos também a informação de que com o aumento do diâmetro o solo possui menor influência, o que fica claro com o estreitamento do intervalo de confiança. Por outro lado, para diâmetros menores observa-se uma grande variação na pressão de sobrecarga limite.

Por fim, o último estudo realizado para as análises numéricas estocásticas foi verificar qual distribuição probabilística das citadas no início dessa seção melhor se adequa aos estudos realizados. Foi calculado para cada combinação de diâmetro e perfil qual o valor de probabilidade obtido pelo teste de Kolmogorov-Smirnov (*kstest2*) e qual o valor de raiz quadrada do erro-médio (*RMS*) na comparação da curva de distribuição acumulada empírica com as distribuições probabilísticas pré-determinadas. Tem-se na qual a porcentagem de casos que encontrados que melhor se adequou com as distribuições normal, gama, lognormal, Weibull, valor extremo generalizado, valor extremo, Rayleigh e Poisson. Calculou-se também qual foi a média para dos valores encontrados das medidas de aproximação para cada distribuição.

Através dos resultados apresentados na Tabela 7 observa-se uma grande semelhança entre os resultados de adequação obtidos para as distribuições normais e generalizada de valor extremo, apesar de que para poucos casos a distribuição generalizada de valor extremo apresentou-se como a melhor adequação. Em termos de média e desvio padrão a função de valor extremo é a que apresenta o melhor comportamento e o mais constante para descrever a distribuição probabilística das pressões críticas de aterro quando considerado um solo com propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas. Por outro, a função normal é tão usual e proveu resultados tão semelhantes que seu uso deve ser considerado.

Tabela 7 - Comparação de adequação do estudo estocástico a distribuições probabilísticas.

Distribuição	Porcentagem de combinações com melhor adequação ao Kstest2	Porcentagem de combinações com melhor adequação ao RMS	Média dos valores obtidos no Kstest2	Desvio padrão dos valores obtidos no Kstest2	Média nos valores obtidos no RMS	Desvio padrão dos valores obtidos no RMS
Normal	33%	26%	0.7496	0.2696	0.046	0.0303
Gama	14%	13%	0.7038	0.2698	0.050	0.0364
Lognormal	3%	9%	0.6679	0.2704	0.052	0.0353
Exponencial	0%	0%	0.0000	0.0000	0.283	0.0143
Weibull	30%	<b>28%</b>	0.6771	0.3469	0.056	0.0451
Generalizada de valor extremo	11%	15%	<b>0.7502</b>	<b>0.2631</b>	<b>0.044</b>	<b>0.0235</b>
Rayleigh	0%	0%	0.0000	0.0001	0.248	0.0261
Valor extremo	8%	9%	0.5835	0.3547	0.066	0.0466
Poisson	0%	0%	0.0000	0.0002	0.308	0.0866

## 7 CONCLUSÕES

Através dos estudos realizado, mais de 15000 análises em elementos finitos foram realizadas, considerando-se propriedades mecânicas do solo variando conforme uma função *kernel* de covariância exponencial quadrática.

Em um primeiro estudo, três cenários de valores de comprimento de escala característico,  $\alpha = 0,5 D$ ,  $\alpha = 4,0 D$  e  $\alpha = 6,0 D$ , e um estudo paramétrico para dois diâmetros de tubulação metálica corrugada enterrada,  $D = 1500$  mm e  $D = 5971,5$  mm foi realizado. O estudo necessitou da criação de diversos *scripts* em diferentes linguagens de programação a fim de ser possível a realização e pós-processamento das diversas análises numéricas.

Por meio da revisão bibliográfica realizada, apresenta-se que a consideração do solo como um meio heterogêneo e suas propriedades mecânicas variando estocasticamente possui grande influência em problemas como sua capacidade de suporte, de estabilidade de encostas e fundações. Quando analisado o problema da capacidade limite das tubulações de metal corrugado enterradas, os resultados obtidos mostraram que essa variabilidade do solo tem pouca influência no modo com o qual ocorre a instabilidade estrutural. Conforme observado, essa instabilidade ocorre devido à plastificação da seção transversal da tubulação metálica corrugada e pouco variam os resultados de força axial máxima na região da linha média horizontal da estrutura, tanto com um aumento de diâmetro quanto com a intensidade das variações das propriedades mecânicas do solo. Os resultados desse primeiro estudo mostram ainda que com o aumento da rugosidade da variação das propriedades mecânicas, ou seja, com a diminuição da distância de correlação, os resultados das análises convergem entre si, conforme atestado pelo teste de Kolmogorov-Smirnov.

A outra variável do primeiro estudo estocástico realizado foi a mudança de diâmetro vertical, que novamente mostrou uma diferença desprezível entre os cenários variáveis e homogêneos. Nota-se nesse ponto que apesar de um diâmetro ser aproximadamente quatro vezes maior do que o outro, ambos apresentaram o mesmo deslocamento relativo de aproximadamente 120 mm no momento em que alcançaram a tensão crítica.

Por fim, nos estudos comparativos de tensão crítica média encontrada para os diferentes cenários de análise e os valores das normas da AASHTO, NCSPA e CHBDC, observou-se valores mais conservadores através das normas.

Apesar de as normas estudadas apresentarem limitações de dimensionamento através das tensões encontradas na tubulação metálica corrugada, foi observado que essa não é uma comparação adequada quando associada à análises em elementos finitos. Portanto, buscou-se avaliar a influência do solo com propriedades mecânicas randômicas espacialmente correlacionadas através da pressão de sobrecarga obtida no momento do colapso estrutural. Tal variável mostrou resultados satisfatórios.

Para solos homogêneos de escala de compactação Proctor Normal de 95%, a partir da análise paramétrica na qual variou-se o perfil e diâmetros de tubulação metálica corrugada e tendo como resposta observada a pressão de sobrecarga crítica, tem-se através dos resultados que a simulação numérica segue a mesma tendência dos resultados calculados através da norma NCSPA (208). Observou-se também que essas análises em elementos finitos levaram a valores mais elevados de pressão crítica dos que os encontrados em norma. Por fim, funções exponenciais com dois termos mostraram-se aproximações satisfatórias aos resultados obtidos e a partir dela ser possível o cálculo de uma superfície de resposta de pressão de sobrecarga crítica em função do diâmetro de tubulação e área de seção transversal por milímetro de comprimento de tubulação.

Em relação ao estudo estocástico e paramétrico no qual avaliou-se a influência da variação das propriedades mecânicas do solo na pressão de sobrecarga crítica pode-se observar que a heterogeneidade do solo afeta de forma importante o valor limite, principalmente para os menores diâmetros estudados, do que quando comparados a um solo homogêneo. Entretanto, a norma NCSPA (2008) mostrou-se suficiente para resguardar o dimensionamento realizado por meio de simulações numéricas, quando considerado um intervalo de confiança de 5% a 95% para uma distribuição normal. Além disso, conclui-se que a variabilidade das propriedades mecânicas do solo afetam mais tubulações de menor diâmetro e que com o aumento do mesmo, a tendência é que os resultados aproximem-se dos valores médios estocásticos. Através da variação do comprimento de escala característico ( $\alpha$ ), observou-se que solos com menor correlação espacial pouco influenciam na pressão crítica. Por fim, obteve-se que a distribuição probabilística que melhor se adequa a valores de pressão de crítica considerando-se as propriedades mecânicas espacialmente correlacionadas do solo é

a distribuição generalizada de valores extremos, apesar de que a distribuição normal também prover resultados satisfatórios e ser mais usual.

## 8 BIBLIOGRAFIA

- ABRA, F. Animais na pista. **Revista FAPESP**, 2017. Disponível em: <<http://revistapesquisa.fapesp.br/2017/10/25/animais-na-pista/>>. Acesso em: 09 out. 2018.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION. **LRFD Bridge Design Specifications**. Washington, DC. 2014.
- ARMCO STACO. *Linha do tempo ARMCO STACO*. **ARMCO STACO**. Disponível em: <<http://www.armcostaco.com.br/pt/institucional/1.html>>. Acesso em: 16 de abril de 2018.
- ASTM INTERNATIONAL. **ASTM A796 Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Applications**. West Conshohocken, PA, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR16091: Estruturas flexíveis em chapas múltiplas de aço corrugadas para obras executadas pelo método não destrutivo - Tunnel liner. Rio de Janeiro, 2012.
- BENNITT, Ralph Anderson. The Madeira-Mamoré railway. 1913.
- BROWN, Michael JP; MOORE, Ian D.; FAM, Amir. Performance of a cured-in-place pressure pipe liner passing through a pipe section without structural integrity. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 42, p. 87-95, 2014.
- CATES, Walter H.; ENGINEER—HYDRAULICS, Civil. History of steel water pipe: Its fabrication and design development. **Self-published**, 1971.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Manutenção de rodovias recebe mais recursos do que construção. **CNT**, 2017. Disponível em: <<http://www.cnt.org.br/Imprensa/noticia/manutencao-rodovias-recebe-mais-recursos-que-construcao>>. Acesso em: 09 out. 2018.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Principais dados pesquisa CNT de Rodovias 2017. **Pesquisa rodovias cms**, 2017. Disponível em: <[http://pesquisarodoviascms.cnt.org.br/PDFs/Resumo\\_Principais\\_Dados\\_Pesquisa\\_CNT\\_2017\\_FINAL.pdf](http://pesquisarodoviascms.cnt.org.br/PDFs/Resumo_Principais_Dados_Pesquisa_CNT_2017_FINAL.pdf)>. Acesso em: 09 out. 2018.
- CHBDC. **CSA-S6: Canadian Highway Bridge Design Code**. Canada. 2006.
- DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. *Abaqus v6.7 software documentation*. Providence, RI, USA, 2007.

- DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. *Abaqus v6.9 software documentation*. Providence, RI, USA, 2009.
- DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. *Abaqus v6.12 software documentation*. Providence, RI, USA, 2012.
- DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. *Abaqus v6.14 software documentation*. Providence, RI, USA, 2014.
- DNIT, Manual de Drenagem de Rodovias, 2ª Edição, Rio de Janeiro, RJ, 2006.
- DEGROOT, Don J.; BAECHER, Gregory B. Estimating autocovariance of in-situ soil properties. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 1, p. 147-166, 1993.
- DUNS, C. S.; BUTTERFIELD, R. Flexible buried cylinders: Part III—Buckling behaviour. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon, 1971. p. 613-627.
- G1. Pesquisa da USP mostra importância das passagens de fauna nas rodovias. **G1**, 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sp/sao-carlosegiao/noticia/2013/04/pesquisa-da-usp-mostra-importancia-das-passagens-de-fauna-nas-rodovias.html>>. Acesso em: 9 out. 2018
- GARCÍA, David Becerril; MOORE, Ian D. Performance of deteriorated corrugated steel culverts rehabilitated with sprayed-on cementitious liners subjected to surface loads. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 47, p. 222-232, 2015.
- GRIFFITHS, D. V.; FENTON, Gordon A. Influence of soil strength spatial variability on the stability of an undrained clay slope by finite elements. In: **Slope stability 2000**. 2000. p. 184-193.
- HALDAR, Sumanta; BABU, GL Sivakumar. Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay. **Computers and Geotechnics**, v. 35, n. 4, p. 537-547, 2008.
- LUSCHER, Ulrich. Bucklin of soil-surrounded tubes. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, v. 92, n. ASCE# 4990 Proceeding, 1966.
- MCGRATH, Timothy J. **Recommended specifications for large-span culverts**. Transportation Research Board, 2002.
- MOORE, Ian D. Elastic buckling of buried flexible tubes—a review of theory and experiment. **Journal of geotechnical engineering**, v. 115, n. 3, p. 340-358, 1989.
- MOORE, Ian D.; HAGGAG, Atef; SELIG, Ernest T. Buckling strength of flexible cylinders with nonuniform elastic support. **International journal of solids and structures**, v. 31, n. 22, p. 3041-3058, 1994.

- NATIONAL CORRUGATED STEEL PIPE ASSOCIATION. **Corrugated Steel Pipe Design Manual**. Dallas, TX, 2008.
- PAICE, G. M.; GRIFFITHS, D. V.; FENTON, Gordon A. Finite element modeling of settlements on spatially random soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 9, p. 777-779, 1996.
- POPESCU, Radu; DEODATIS, George; NOBAHAR, Arash. Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 20, n. 4, p. 324-341, 2005.
- PHOON, Kok-Kwang; KULHAWY, Fred H. Characterization of geotechnical variability. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, n. 4, p. 612-624, 1999.
- RASMUSSEN, Carl Edward. Gaussian processes in machine learning. In: **Advanced lectures on machine learning**. Springer, Berlin, Heidelberg, 2004. p. 63-71.
- SPANGLER, Merlin Grant; SHAFER, G. E. The structural design of flexible pipe culverts. In: **Highway Research Board Proceedings**. 1938.
- TRICKEY, Susan A.; MOORE, Ian D.; BALKAYA, Müge. Parametric study of frost-induced bending moments in buried cast iron water pipes. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 51, p. 291-300, 2016.
- UCKAN, E. et al. A simplified analysis model for determining the seismic response of buried steel pipes at strike-slip fault crossings. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 75, p. 55-65, 2015.
- VANMARCKE, Erik H. Probabilistic modeling of soil profiles. **Journal of the geotechnical engineering division**, v. 103, n. 11, p. 1227-1246, 1977.
- VAZOURAS, Polynikis; KARAMANOS, Spyros A.; DAKOULAS, Panos. Finite element analysis of buried steel pipelines under strike-slip fault displacements. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 30, n. 11, p. 1361-1376, 2010.
- WATKINS, Reynold K. The Story of Buried Steel Pipes and Tanks. In: **Buried Flexible Steel Pipe: Design and Structural Analysis**. 2009. p. 161-176.
- WATKINS, Reynold K.; SPANGLER, M. G. Some characteristics of the modulus of passive resistance of soil: A study in similitude. In: **Highway Research Board Proceedings**. 1958.
- WILSON, Daniel; FILION, Yves R.; MOORE, Ian D. Identifying factors that influence the factor of safety and probability of failure of large-diameter, cast iron water mains with a mechanistic, stochastic model: A case study in the City of Hamilton. **Procedia Engineering**, v. 119, p. 130-138, 2015.
- ZHANG, Bojun et al. Ductile failure analysis and crack behavior of X65 buried pipes using extended finite element method. **Engineering Failure Analysis**, v. 45, p. 26-40, 2014.