

VICTOR DOBROCHINSKI BARBOSA

**ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE PLATAFORMAS MARÍTIMAS
FIXAS CONSIDERANDO O COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DO SOLO NUM
MODELO PLENO 3D**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas.

Orientador: Prof. Nelson Szilard Galgoul, Dr.-Ing

NITERÓI

2017.

Ficha Catalográfica elaborada pela Biblioteca da Escola de Engenharia e do Instituto de Computação da UFF

B238 Barbosa, Victor Dobrochinski

Análise de fundações profundas de plataformas marítimas fixas considerando o comportamento não-linear do solo em um modelo pleno 3D / Victor Dobrochinski Barbosa. – Niterói, RJ : [s.n.], 2017..

164 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal Fluminense, 2017.

Orientador: Nelson Szilard Galgoul

1. Fundação (Engenharia). 2. Interação solo-estrutura. 3. Plataforma marítima. 4. Tecnologia da construção. I. Título.

CDD 624.15

VICTOR DOBROCHINSKI BARBOSA

**ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DE PLATAFORMAS MARÍTIMAS
FIXAS CONSIDERANDO O COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DO SOLO NUM
MODELO PLENO 3D**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas.

Aprovada em 29 de junho de 2017.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nelson Szilard Galgoul, Dr-Ing. (Orientador)
Universidade Federal Fluminense

Prof. Elson Antonio do Nascimento, D.Sc.
Universidade Federal Fluminense

Prof^a Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.
PROMON Engenharia S.A.

RESUMO

A análise de fundações profundas de plataformas marítimas fixas evoluiu na medida em que houve necessidade de explorar águas cada vez mais profundas. A norma vigente mais utilizada para o projeto de plataformas offshore fixas é a API-RP2A, a qual define um modelo de análise de fundações em estacas baseado no modelo de HETÉNYI, 1946 da viga sobre base elástica, onde a resistência do solo é especificada através de curvas não lineares para as resistências axial de atrito e ponta e lateral. Os parâmetros para essas curvas são definidos de maneira simples e eficiente. Surpreende, contudo, que um modelo ultrapassado continue a ser usado, pelo fato de haver hoje no mercado bons programas de elementos finitos com comportamento não linear do solo e que a essa altura analisam os problemas em tempo aceitável. Exatamente por isso, esse trabalho começou tendo como proposta sugerir um procedimento para montagem de um modelo pleno 3D do solo em elementos finitos utilizando o software DIANA. No decorrer deste trabalho, não demorou muito, todavia, para que ficasse claro que a aparente defasagem tecnológica da API-RP2A tem uma razão plausível de ser, qual seja, a vasta base técnica existente na literatura para a definição de curvas T-Z, Q-Z e P-Y, contrastando do a pouca informação disponível para a definição de modelos de solo 3D equivalentes. Em vista do acima exposto o objetivo do presente trabalho sofreu um redirecionamento passando a focar em um exemplo específico de um grupo de 15 estacas que foi devidamente testado através da medição de cargas e deslocamentos, analisado pelo método contido na API-RP2A e novamente pelo método de elementos finitos com um modelo 3D completo, que a essa altura do desenvolvimento tecnológico computacional são perfeitamente factíveis, independente do tamanho do modelo 3D de solo adotado. Visando mostrar a vantagem do método dos elementos finitos na modelagem tanto do estaqueamento como do solo, comparado aos métodos de norma, focou-se num estudo experimental onde a avaliação do efeito de grupo é mandatória.

Palavras chave: fundações profundas, interação solo-estrutura, efeito de grupo

ABSTRACT

The analysis of deep foundations of fixed offshore platforms became more demanding with increasing water depths. The most commonly used standard for the design of fixed offshore platforms is the API-RP2A, which defines a model for pile foundation analysis based on the HETÉNYI, 1946 model of a beam on elastic supports, where soil resistance is specified via non-linear curves for the axial friction, tip resistance and longitudinal lateral friction. The parameters used to build these curves are defined in a simple and efficient way in API. It is surprising, however, that such a superseded model still continues to be used today, considering that there are good finite element programs with nonlinear soil behavior available in the market today which can now handle these problems in acceptable running time. Precisely because of this, this work began proposing to conceive a procedure for assembling a full 3D model of the soil in finite elements. The chosen software was a Dutch program called DIANA. During the course of this work, however, it was not long before it became clear that the apparent technological lag of API-RP2A has a plausible reason to be, ie, the vast technical basis in the literature for the definition of TZ, QZ and PY, contrasts with the limited information available for the definition of equivalent 3D soil models. In view of the above, the objective of the present work was redirected to focus on a specific example of a group of 15 piles that was properly tested through the measurement of loads and displacements, analyzed by the method contained in the API-RP2A and again by the finite element method with a complete 3D model, which, at this point in computational technological development, are perfectly feasible, regardless of the size of the 3D soil model conceived. In order to demonstrate the advantage of the finite element method modeling both the soil and the pile group over the standard API method, the thesis focused on an experimental study where the pile group effect evaluation was mandatory.

Keywords: pile foundation, pile soil interaction, group effect

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	14
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO.....	14
1.2 MOTIVAÇÃO	16
1.3 OBJETIVOS.....	16
2 CURVAS DE RESISTÊNCIA DO SOLO.....	18
2.1 CURVAS T-Z	20
2.2 CURVAS Q-Z.....	24
2.3 CURVAS P-Y	27
2.3.1 Critério para argilas moles (MATLOCK, 1970).....	27
2.3.2 Critério para argilas rijas (REESE et al, 1975)	28
2.3.3 Critérios recomendados pela API-RP-2GEO, 2014.....	31
2.4 EFEITO DE GRUPO SOBRE AS CURVAS DE RESISTÊNCIA	34
3 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL.....	36
3.1 ELEMENTOS DE ESTACA.....	36
3.2 MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO.....	39
3.2.1 Premissas	40
3.2.2 Taxas de variação da tensão e da deformação.	41
3.2.3 Abordagem numérica (método de Euler)	42
3.2.4 Retromapeamento.....	43
3.2.5 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.....	45
3.3 DETERMINAÇÃO DE TENSÕES INICIAIS NO SOLO	46
4 GUIA PARA A DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO.....	48
4.1 RESISTÊNCIA T-Z E Q-Z	49
4.2 RESISTÊNCIA P-Y	49
4.3 RIGIDEZ DA INTERFACE SOLO-ESTRUTURA	53
5 ESTUDO DE CASO	55
5.1 EXEMPLO COMPARATIVO COM MODELO TEÓRICO	55
5.2 EXEMPLO COMPARATIVO COM MODELO EXPERIMENTAL	61
6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS	86
BIBLIOGRAFIA	89
APÊNDICES.....	96

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Mecanismos de ruptura do solo sob carga lateral no topo da estaca (RANDOLPH e SUSAN, 2011).....	19
Figura 2.2: Mecanismo de ruptura por escoamento plástico devido à esforço lateral em camadas profundas (RANDOLPH e SUSAN, 2011)	19
Figura 2.3: Curva t-z típica de acordo com a API.....	21
Figura 2.4: Curva Q-z típica de acordo com a API.....	25
Figura 2.5: Forma da curva p-y para argilas rijas abaixo do nível d'água sob carga estática segundo REESE et al, 1975	30
Figura 3.1: Representação gráfica de elemento unidimensional atravessando faces de elementos tridimensionais.	37
Figura 3.2: Combinação de elemento unidimensional com tridimensional que conecta um elemento de viga com três nós a um elemento sólido hexaédrico de 20 nós.....	38
Figura 3.3: Algoritmo de retromapeamento	44
Figura 3.4: Condições de escoamento de Mohr-Coulomb e Drucker Prager	45
Figura 5.1: Função coesão ao longo da profundidade z.	55
Figura 5.2: Condições de contorno do solo.....	56
Figura 5.3: Vistas frontal e isométrica do modelo de estaca única no software Sesam da DNV GL	58
Figura 5.4: Vistas isométrica, frontal e lateral do modelo de grupo de estacas no software Sesam da DNV.GL	58
Figura 5.5: Gráfico comparativo entre os deslocamentos verticais da cabeça da estaca para cada passo de carga.	59
Figura 5.6: Gráfico comparativo entre as deformadas laterais para a carga lateral de 5000 kN.....	59
Figura 5.7: Cálculo do efeito de grupo de acordo com a teoria elástica de MINDLIN 1936, acoplado às equações de curva de resistência da API, por meio do módulo SPLICE do pacote Sesam.....	60
Figura 5.8: Cálculo do efeito de grupo com um modelo pleno 3D.....	60
Figura 5.9: Foto do local onde foram instaladas as estacas para o estudo experimental. (WALSH 2005).....	62
Figura 5.10: Desenho esquemático do estudo experimental retirado de SNYDER, 2004.	63
Figura 5.11: Conexão rotulada entre estrutura rija de vigas e cabeça de estaca. (WALSH 2005)	64
Figura 5.12: Desenho esquemático do sistema de carga do grupo de estacas retirado de SNYDER, 2004.	65
Figura 5.13: Disposição das cantoneiras protegendo os strain gages:	66
Figura 5.14: Vista isométrica do domínio modelado.....	71
Figura 5.15: Vista dos blocos modelados para aplicação dos deslocamentos à cabeça das estacas. Os elementos de estaca devem sempre estar dentro de elementos sólidos no software DIANA.	71
Figura 5.16: Vista lateral das estacas em vermelho no interior da malha de elementos sólidos.....	72

Figura 5.17: Comparativo do deslocamento por reação médio da primeira fileira de 03 estacas.....	73
Figura 5.18: Comparativo do deslocamento por reação médio da segunda fileira de 03 estacas.....	74
Figura 5.19: Comparativo do deslocamento por reação médio da terceira fileira de 03 estacas.....	74
Figura 5.20: Comparativo do deslocamento por reação médio da quarta fileira de 03 estacas.....	75
Figura 5.21: Comparativo do deslocamento por reação médio da quinta fileira de 03 estacas.....	75
Figura 5.22: Comparativo de reação por deslocamento para estaca única entre modelo experimental e modelo pleno 3D no DIANA; e comparativo de média de reações no grupo por média de deslocamentos no grupo entre o modelo experimental o modelo pleno 3D no DIANA.....	76
Figura 5.23: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileria 1 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.....	76
Figura 5.24: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 1 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.....	77
Figura 5.25: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 1 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.....	77
Figura 5.26: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 2 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.....	78
Figura 5.27: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 2 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.....	78
Figura 5.28: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 2 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.....	79
Figura 5.29: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 3 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.....	79
Figura 5.30: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 3 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.....	80
Figura 5.31: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 3 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.....	80
Figura 5.32: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 4 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.....	81
Figura 5.33: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 4 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.....	81

Figura 5.34: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 4 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.....	82
Figura 5.35: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 5 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.....	82
Figura 5.36: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 5 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.....	83
Figura 5.37: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 5 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.....	83
Figura A.1: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 68 mm de deslocamento na cabeça das mesmas	98
Figura A.2: Diagrama de deslocamentos do solo para o mesmo carregamento da Figura anterior.....	98
Figura A.3: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 06 mm de deslocamento na cabeça	99
Figura A.4: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 06 mm de deslocamento na cabeça	100
Figura A.5: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 06 mm de deslocamento na cabeça	101
Figura A.6: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 13 mm de deslocamento na cabeça	102
Figura A.7: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 13 mm de deslocamento na cabeça	103
Figura A.8: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 13 mm de deslocamento na cabeça	104
Figura A.9: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 19 mm de deslocamento na cabeça	105
Figura A.10: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 19 mm de deslocamento na cabeça	106
Figura A.11: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 19 mm de deslocamento na cabeça	107
Figura A.12: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 25 mm de deslocamento na cabeça	108
Figura A.13: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 25 mm de deslocamento na cabeça	109
Figura A.14: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 25 mm de deslocamento na cabeça	110
Figura A.15: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 38 mm de deslocamento na cabeça	111
Figura A.16: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 38 mm de deslocamento na cabeça	112
Figura A.17: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 38 mm de deslocamento na cabeça	113

Figura A.18: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 51 mm de deslocamento na cabeça	114
Figura A.19: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 51 mm de deslocamento na cabeça	115
Figura A.20: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 51 mm de deslocamento na cabeça	116
Figura A.21: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 64 mm de deslocamento na cabeça	117
Figura A.22: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 64 mm de deslocamento na cabeça	118
Figura A.23: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 64 mm de deslocamento na cabeça	119
Figura A.24: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 8A mm de deslocamento na cabeça	120
Figura A.25: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 8A mm de deslocamento na cabeça	121
Figura A.26: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 87 mm de deslocamento na cabeça	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Definição das curvas t-z de acordo com a API	22
Tabela 2.2: Fator de atrito de acordo com a densidade relativa do solo	24
Tabela 2.3: Definição das curvas Q-z	25
Tabela 2.4: Fator de resistência de ponta e resistência de ponta limite de acordo com a densidade relativa	26
Tabela 2.5: Resistência lateral mobilizada para cargas estáticas	32
Tabela 2.6: Resistência lateral mobilizada para cargas cíclicas.....	32
Tabela 2.7: Fator k de acordo com o ângulo de atrito	34
Tabela 3.1: Valores típicos de K_0 para cada tipo de solo	47
Tabela 4.1: Parâmetros necessários para determinar as curvas de resistência pelo método da API.....	48
Tabela 4.2: Parâmetros necessários para caracterizar o modelo de Mohr-Coulomb	51
Tabela 4.3: Valores típicos de E e ν . (GIRSANG, 2001).....	52
Tabela 5.1: Parâmetros do solo utilizados por LARKELA 2008 no software SPLICE	68
Tabela 5.2: Parâmetros das estacas utilizados por LARKELA 2008 no software SPLICE	69
Tabela 5.3: Parâmetros utilizados para montar o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb no DIANA	70

LISTA DE SÍMBOLOS

A	fator de correção para argilas rijas
A	fator de correção para carga cíclica ou estática
c	coesão
D	diâmetro externo da estaca
E	módulo de elasticidade
E_p	módulo de endurecimento plástico
g	aceleração gravitacional
$g(x)$	função de potencial plástico
$h_{\text{água}}$	altura de coluna d'água acima do ponto estudado
h_{solo}	altura das camadas de solo acima do ponto estudado
J	constante empírica que vale 0,5 para argilas moles offshore e 0,25 caso as argilas sejam mais rijas
K_0	razão entre tensão vertical e lateral in situ
K_s	módulo de elasticidade linear inicial
N_q	fator adimensional para obtenção da tensão última para solos não-coesivos
P	resistência ao esforço lateral mobilizada pelo deslocamento y
p	resistência ao esforço lateral mobilizada pelo deslocamento y
$p'_o(z)$	tensão efetiva vertical na profundidade z
Q/Q_p	razão entre a resistência de ponta mobilizada, Q , e a resistência última, Q_p
s_u	resistência cisalhante obtida em ensaio não drenado
t	atrito estaca-solo
t_{comp}	atrito resistente quando a estaca sofre esforço de compressão
t_{max}	máximo atrito estaca-solo ou máximo atrito unitário

t_{res}	atrito residual
t_{tens}	atrito resistente quando a estaca sofre esforço de tração
u	poropressão
y	deflexão lateral local da estaca
y_c	o produto do diâmetro externo da estaca D com a deformação a 50% da máxima tensão deviatórica em um teste não-drenado ϵ_c (ϵ_{50}) majorado de uma constante a definir
z	deflexão vertical local da estaca
z	profundidade abaixo da superfície do solo
z_{peak}	deflexão vertical local da estaca em que o atrito máximo, t_{max} , é atingido
z_R	a profundidade onde a carga necessária de falha é a mesma para ambos os mecanismos por deslocamento de uma cunha de solo, e por escoamento plástico ao redor da estaca
z_{res}	a deflexão vertical local da estaca em que a adesão residual, t_{res} , é atingida
α	fator adimensional de atrito para solos coesivos
β	fator adimensional de atrito para solos não-coesivos
γ	densidade
ϵ_{50}	deformação a 50% da máxima tensão deviatórica em um teste não-drenado
ν	coeficiente de Poisson
σ	tensão total
σ'	tensão efetiva
σ'_h	tensão efetiva horizontal
σ'_v	tensão efetiva vertical
σ'_z	tensão efetiva vertical na profundidade z
φ	ângulo de atrito
ψ	ângulo de dilatação

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

A análise de fundações profundas de plataformas marítimas fixas evoluiu na medida em que houve necessidade de explorar águas cada vez mais profundas. Lâminas d'água maiores implicam em fundações mais complexas devido às cargas e condições ambientais mais severas.

Se por um lado, inicialmente, soluções de fundações rasas em condições de solo favoráveis, implicavam em estacas únicas cravadas por dentro das pernas das jaquetas de plataformas fixas, as novas condições, por outro, exigiram o aumento do número de estacas.

Emprega-se, normalmente para tanto, um conjunto de estacas conectadas rigidamente à base de cada perna extrema da jaqueta de uma plataforma fixa. Este novo sistema exigiu o desenvolvimento de novas técnicas de cálculo que levassem em conta o comportamento estrutural das estacas, considerando a interação das mesmas através do solo.

GALGOUL e CRONIN, 1982, diz que as técnicas de cálculo empregadas desde então podem ser subdivididas em três grupos, quais sejam:

- métodos baseados na teoria da elasticidade, os quais empregam as equações de MINDLIN, 1936, para carregamentos aplicados a um subespaço semi-infinito;
- métodos que modelam a estaca como viga apoiada em fundação elástica segundo a solução proposta por HETÉNYI, 1946;
- métodos numéricos como o método dos elementos finitos.

SPILLERS e STOLL, 1964 e POULOS, 1971 desenvolveram técnicas baseadas na teoria de MINDLIN, 1936. Estas técnicas possuem a capacidade de representar o efeito de grupo das estacas, entretanto apresentam a condição limitante de solo homogêneo, o que dificulta a representação de diferentes camadas

de solo, além de perder eficiência quando o comportamento não-linear do solo é importante.

Os métodos do segundo grupo são os mais amplamente empregados no mercado offshore por serem capazes de representar diversas camadas e ainda considerar a não linearidade do comportamento tensão-deformação do solo. Curvas p - y , t - z e Q - z , que representam a resposta (recalque) devido a esforços lateral, de atrito e de ponta da estaca, respectivamente. Exemplos de normas offshore que disponibilizam curvas deste tipo são as normas da API, 2014, e DNV, 1980. Entretanto estes métodos não consideram o efeito de grupo, tendo em vista que consideram a resposta de um pilar isolado.

GALGOUL e CRONIN, 1982, mencionou que o terceiro grupo não era prático para a atividade de projeto de fundações, tendo em vista o elevado custo computacional desta técnica à época. Este fato motivou a adoção de soluções mistas entre os dois primeiros grupos, como o apresentado por GALGOUL e CRONIN, 1982, e diversos outros autores como: O'NEILL et al., 1985, FOCHT e KOCH, 1973, e REESE et al., 1975. Técnicas deste tipo são empregadas nas principais normas vigentes de fundações de estruturas offshore (API, 2014, e DNV, 1977).

Entretanto sabe-se que desde a década de 80 o processamento de informações por meio dos computadores evoluiu exponencialmente ano a ano. Sendo assim, diversos estudos (JALALI et al., 2012, GREIMANN et al., 1987, e PRESSLEY e POULOS, 1986) e softwares comerciais (ABAQUS, DIANA e PLAXIS) da interação solo-estrutura com modelos em elementos finitos foram desenvolvidos. Estes estudos apresentam representações mais precisas do comportamento solo-estrutura, já que levam em conta as condições reais do fenômeno, considerando a interação entre estacas por meio do cálculo de tensões e deformações do solo modelado em elementos finitos não lineares. É ainda importante ressaltar que todas estas vantagens estão acompanhadas de reduzido custo computacional, promovido pela evolução exponencial de hardware (capacidade de processamento) e software (aplicação e otimização das teorias de cálculo).

1.2 MOTIVAÇÃO

A utilização de métodos de cálculos mais precisos é uma consequência natural do avanço da capacidade de processamento dos computadores. Obviamente a precisão dos cálculos só é confirmada pela reprodução em campo dos resultados obtidos nos modelos de análise. Isso será feito de maneira tão mais eficiente, quanto mais precisos forem os métodos de cálculo utilizados.

A aplicação do método dos elementos finitos na análise de fundações profundas, principalmente quando o efeito de grupo é relevante, fornecerá resultados mais precisos que os métodos atualmente sugeridos por norma.

O estudo de uma rotina de cálculo confiável (baseada em softwares renomados do mercado), e mais precisa que aquela vigente nas normas internacionais, pode incentivar a atualização dos métodos vigentes de projeto, e ainda, possivelmente, complementar o que é preconizado pelos instrumentos normativos internacionais.

Há, portanto, uma expectativa de que a modelagem proposta aqui possa contribuir para a evolução da maneira como a indústria offshore trata hoje as fundações de plataformas fixas.

Por fim, é também importante ressaltar que há bastante interesse do mercado offshore no assunto abordado, tanto no campo de exploração de petróleo e gás, como no campo de energia eólica, que recentemente vem utilizando estruturas de plataformas fixas para suportar turbinas eólicas . Estudos recentes como o de PRADHAN, 2012 realizado em cooperação com a Det Norske Veritas (DNV) e de WOLF et al., 2013 associado ao Energy Technology Development and Demonstration Program (EUDP), ligado ao governo dinamarquês, comprovam tal interesse.

1.3 OBJETIVOS

Este estudo tem a intenção de estimular o desenvolvimento do projeto de fundações profundas no projeto de plataformas marítimas metálicas fixas por meio de análises em elementos finitos, de maneira que, no futuro próximo, as normas

vigentes recomendem esta solução muito mais precisa e vantajosa para o projeto de fundações profundas.

Os principais objetivos da presente tese são:

- Identificar o estado da arte a respeito das curvas de resistência do solo a partir de práticas recomendadas em normas vigentes e respectiva bibliografia
- Realizar uma revisão bibliográfica a respeito dos modelos constitutivos de material e modelagem em elementos finitos do solo
- Propor um guia para determinação das propriedades do solo a serem utilizadas no modelo em elementos finitos de solo, a partir dos modelos teóricos recomendados por norma
- Apresentar dois exemplos de aplicação da teoria estudada no software DIANA, um com estaca única e outro com um grupo de estacas
- Estudar a redução da capacidade lateral das estacas devido ao efeito de grupo
- Comparar os resultados obtidos com o que recomenda a API

2 CURVAS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

O dimensionamento de fundações profundas leva em consideração a interação entre três fatores, são eles: estacas, solo e cargas aplicadas. As estacas de fundações profundas em plataformas marítimas fixas são, em geral, perfis tubulares de aço que variam quanto ao comprimento, diâmetro e espessura. Já os tipos de solo podem variar bastante quanto às suas propriedades, entretanto são divididos em dois grupos principais: solos coesivos e não-coesivos. Fundações podem também ser instaladas em rochas, porém este tipo de solução não será considerado no presente estudo. Finalmente, quanto às cargas aplicadas, podem ser considerados basicamente dois tipos: cargas aplicadas ao topo da estaca, e cargas aplicadas ao solo no entorno da fundação.

Sendo assim, o projeto de uma fundação profunda deve avaliar as capacidades de dissipação das cargas aplicadas não só por meio das estacas, mas também do solo.

Cargas aplicadas verticalmente ao topo das estacas podem ser dissipadas de duas maneiras: por meio de atrito lateral entre solo e estaca, e por meio de resistência de ponta. Já a capacidade do solo de dissipar cargas horizontais segue dois mecanismos distintos de ruptura conforme explica PRADHAN, 2012. O primeiro mecanismo ocorre nas camadas mais superficiais do solo, onde há reduzida sobrecarga sobre o solo, o que propicia o deslocamento de uma massa de solo em forma de cunha, formando uma folga por descolamento atrás da estaca. Já o segundo mecanismo de ruptura se dá em camadas mais profundas e é representado por um escoamento plástico do solo em torno da estaca (RANDOLPH e SUSAN, 2011).

As Figuras 2.1 e 2.2 ilustram os dois mecanismos de ruptura do solo sob carga lateral.

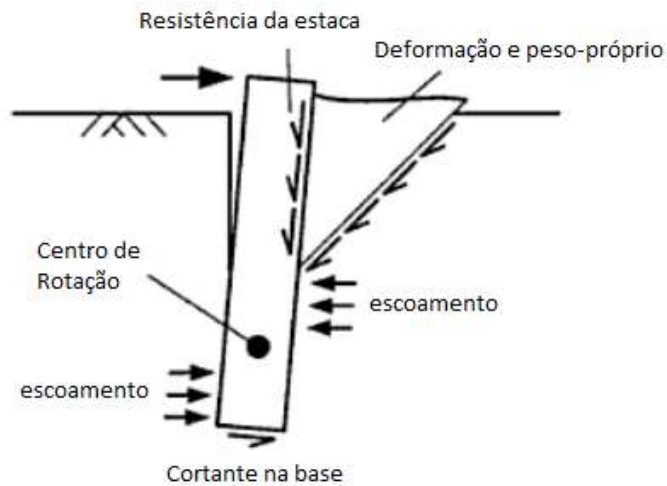


Figura 2.1: Mecanismos de ruptura do solo sob carga lateral no topo da estaca (RANDOLPH e SUSAN, 2011)

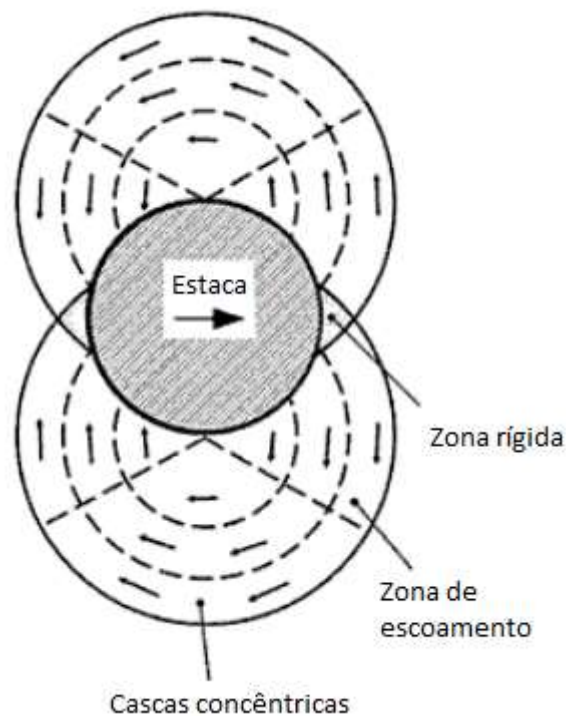


Figura 2.2: Mecanismo de ruptura por escoamento plástico devido à esforço lateral em camadas profundas (RANDOLPH e SUSAN, 2011)

Para avaliar de maneira correta a distribuição dos esforços através do sistema solo-estrutura e seus diversos mecanismos de dissipação de cargas, devem-se identificar os deslocamentos decorrentes da flexibilidade de cada um dos tipos de resposta (atrito lateral, resistência de ponta e esforço lateral).

As normas vigentes de fundações profundas para estruturas offshore recomendam a utilização de curvas de resistência em função do deslocamento para avaliar a interação solo-estrutura. Existem três tipos de curvas, uma para cada tipo de resposta do solo, são elas as curvas t-z, Q-z e p-y. As letras t, Q e p representam respectivamente as respostas via atrito lateral, resistência de ponta e esforço lateral. Já as letras z e y representam respectivamente deslocamentos vertical e horizontal.

Para a obtenção dos esforços nas estacas utilizam-se como condições de contorno estas curvas como molas não-lineares ao longo da estaca, no caso das curvas t-z e p-y, e uma mola não-linear na base da estaca para a curva Q-z. Desta maneira assegura-se que os esforços na estaca serão distribuídos conforme a capacidade do solo definida nas curvas. A resolução do sistema cargas, estaca e molas não-lineares pode ser facilmente obtido por algum método iterativo. Desta forma os esforços nas estacas podem ser determinados e verificados conforme a resistência desta estrutura.

Esclarecido o procedimento geral para dimensionar fundações profundas. Será abordado em seguida, de maneira mais específica, o método de obtenção das curvas t-z, Q-z e p-y de acordo com o que a norma API recomenda.

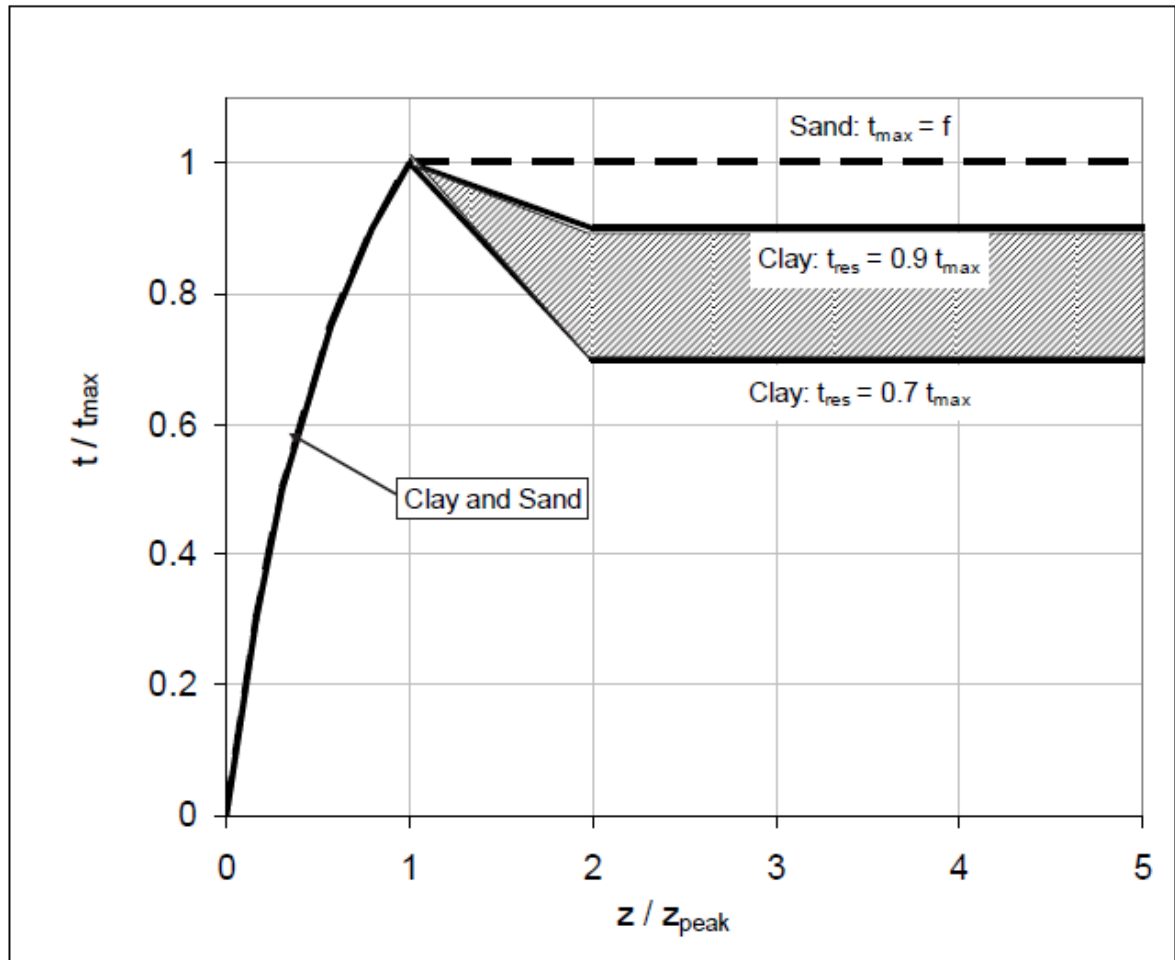
Ressaltam-se, entretanto, alguns aspectos de nomenclatura utilizados em norma que serão repetidos no estudo de maneira a manter a consistência com as recomendações normativas. Na norma o termo “argila” é utilizado para “solos coesivos” que têm sua resistência descrita basicamente pela resistência não-drenada s_u , e “areia” para “solos não-coesivos” que tenham sua resistência a cisalhamento ditadas basicamente pelo ângulo de atrito ϕ .

2.1 CURVAS T-Z

As curvas t-z representam a variação da resistência ao atrito lateral em função do deslocamento relativo entre estaca e solo. Estas curvas são também denominadas de curvas de transferência por cisalhamento axial.

O desenvolvimento destas curvas se deu a partir de diversos estudos empíricos e teóricos como os que são citados na API: KRAFT et. al 1981, COYLE e REESE 1996, COYLE e SULIAMAN 1967 e VIJAYVERGIYA 1977.

Diversos outros estudos podem ainda ser utilizados como referência para modelar o solo. Quando não houver estudos específicos para a região estudada, a API recomenda a utilização de curvas conforme esboça na Figura 2.3 e na Tabela 2.1.



Onde:

z deflexão vertical local da estaca

t é a adesão estaca-solo

$t_{\max}$ é a máxima adesão estaca-solo ou máximo atrito unitário

t_{res} é a adesão ou atrito residuais

z_{res} é a deflexão vertical local da estaca em que a adesão residual, t_{res} , é atingida

Figura 2.3: Curva t - z típica de acordo com a API

Tabela 2.1: Definição das curvas t-z de acordo com a API

z/z_{peak}	t/t_{max}	
	Solos coesivos	Solos não-coesivos
0.16	0.30	0.30
0.31	0.50	0.50
0.57	0.75	0.75
0.80	0.90	0.90
1.0	1.00	1.00
2.0	0.70 to 0.90	1.00
∞	0.70 to 0.90	1.00

Onde:

z deflexão vertical local da estaca

z_{peak} é a deflexão vertical local da estaca em que o atrito máximo, t_{max} , é atingido

t é o atrito estaca-solo

t_{max} é o máximo atrito unitário

Algumas das grandezas apresentadas acima recebem valores estimados de acordo com o projeto em análise, enquanto outras são calculadas com base em formulação apresentada na API.

Entre as grandezas estimadas estão o z_{peak} e a razão t_{res}/t_{max} . A primeira é tipicamente adotada como 1,0% do diâmetro externo da estaca. Porém há incertezas quanto a este valor, sendo aceitável utilizar valores entre 0,25% e 2,0% do diâmetro externo da estaca em casos em que a rigidez axial da estaca seja crítica para o projeto. Já a razão t_{res}/t_{max} é função de fatores como: comportamento tensão-deformação do solo, histórico de tensões, método de instalação das estacas, sequência de carregamento das estacas entre outros. Solos coesivos possuem valores entre 0,70 e 0,90. Testes laboratoriais podem ser realizados para obter valores mais precisos.

O máximo atrito unitário é calculado ao longo da profundidade z . Sendo assim, pode-se dizer que:

$$t_{\max} = f(z) \quad (\text{Eq. 2.1})$$

A recomendação da API para determinar a função $f(z)$ difere para solos coesivos e não-coesivos. Para o caso de solos coesivos tem-se:

$$f(z) = \alpha s_u \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde:

α é um fator adimensional de atrito para solos coesivos

s_u é a tensão resistente ao cisalhamento não-drenado do solo no ponto em questão

O fator α pode ser calculado da seguinte forma:

$$\alpha = 0,5 \psi^{-0,5} \text{ para } \psi \leq 1,0 \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$\alpha = 0,5 \psi^{-0,25} \text{ para } \psi > 1,0 \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Onde:

$\psi = s_u / p'_o(z)$ na profundidade z

$p'_o(z)$ = tensão efetiva vertical na profundidade z

Já para solos não coesivos a formulação é diferente:

$$f(z) = \beta p'_o(z) \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde:

β é um fator adimensional de atrito para solos não-coesivos

$p'_o(z)$ é a tensão efetiva vertical na profundidade z

Caso não existam informações mais precisas oriundas de testes de campo, o fator β pode ser obtido da Tabela 2.2.

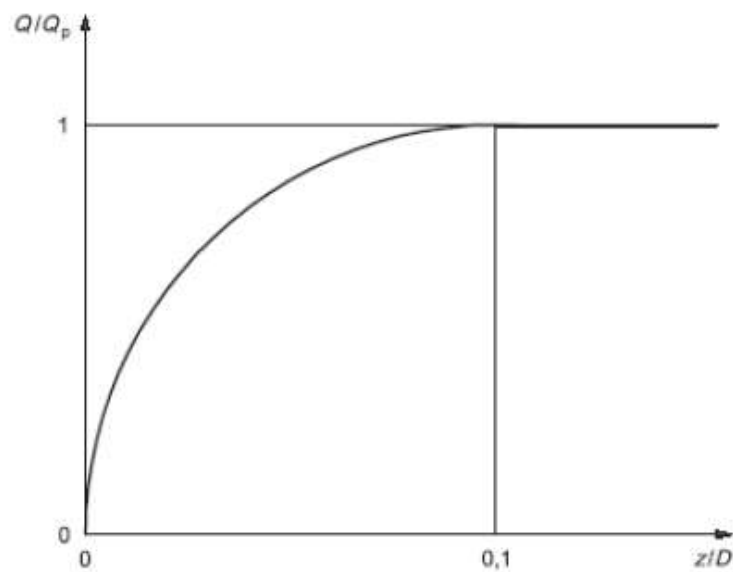
Tabela 2.2: Fator de atrito de acordo com a densidade relativa do solo

Densidade relativa	Descrição do solo	Fator de atrito
Medianamente compacto	Areia siltosa	0,29
Medianamente compacto Compacto	Areia Areia siltosa	0,37
Compacto Muito compacto	Areia Areia siltosa	0,46
Muito compacto	Areia	0,56

Para solos diferentes dos abordados até aqui, valores oriundos de ensaios de penetração de cone devem ser utilizados.

2.2 CURVAS Q-Z

As curvas Q-z representam a variação da resistência de ponta em função do deslocamento relativo entre a ponta da estaca e solo. O deslocamento para atingir-se a resistência de ponta é relativamente elevado e da ordem de 10% do diâmetro externo da estaca (API). Entretanto, valores distintos podem ser justificados caso ensaios de campo apropriados sejam realizados. A forma da curva Q-z encontra-se ilustrada na Figura 2.4 e Tabela 2.3.



Onde:

z deflexão axial local da ponta da estaca

D é o diâmetro externo da estaca

Q/Q_p é a razão entre a resistência de ponta mobilizada, Q , e a resistência última, Q_p .

Figura 2.4: Curva Q-z típica de acordo com a API

Tabela 2.3: Definição das curvas Q-z

z/D	Q/Q_p
0	0
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00
∞	1.00

A determinação da resistência última de ponta Q_p varia conforme o tipo de solo. Para solos coesivos a API recomenda a utilização de uma tensão última de nove vezes a resistência ao cisalhamento não-drenado s_u . Já para solos não-coesivos, a tensão última é obtida pelo produto de um fator adimensional N_q pela tensão efetiva do solo na ponta da estaca $p'_{0,tip}$.

Todavia, este produto sugere um aumento ilimitado da resistência ao passo que aumenta o comprimento da estaca. A norma apresenta uma ressalva quanto a este ponto propondo valores limites para a resistência última de ponta para solos não-coesivos. A Tabela 2.4 apresenta os valores de N_q recomendados pela norma, assim como as tensões limites.

Tabela 2.4: Fator de resistência de ponta e resistência de ponta limite de acordo com a densidade relativa

Densidade relativa	Descrição do solo	Fator de resistência de ponta N_q	Resistência de ponta limite (MPa)
Medianamente compacto	Areia siltosa	12	3
Medianamente compacto	Areia	20	5
Compacto	Areia siltosa		
Compacto	Areia	40	10
Muito compacto	Areia siltosa		
Muito compacto	Areia	50	12

Para a determinação da força resistente de ponta, basta multiplicar a tensão resistente última de ponta pela área atuante de ponta. Esta área deve-se considerar o efeito de “plugging”, o qual se deve à penetração de solo no interior da estaca no momento da cravação, caso a estaca tenha ponta aberta. O atrito entre o solo e a superfície interna da estaca, em certos casos, oferece resistência suficiente para impedir o movimento relativo entre solo no interior da estaca e a estaca. Desta forma a área atuante pode ser considerada como a área da seção tubular da estaca somada à área circular interna do solo que penetrou a estaca. Neste caso diz-se que estaca está “plugada”. É importante ressaltar que raramente uma estaca de ponta aberta será “plugada” durante a cravação, devida à elevada velocidade da onda de energia do impacto do martelo trafegando ao longo da parte metálica da estaca. Para as condições de operação, contudo, as cargas aplicadas lentamente normalmente encontram uma estaca “plugada”. Estacas de ponta fechada, obviamente, terão a área circular total considerada, desde que a ponta tenha

suficiente capacidade de resistir aos esforços de cravação e de serviço da estrutura sustentada. Há que se considerar, contudo, a grande compressão do solo em volta da estaca, devido ao volume de solo deslocado.

2.3 CURVAS P-Y

As curvas p-y representam a variação da resistência do solo ao movimento lateral da estaca. Estas curvas apresentam dois mecanismos de ruptura ao longo da profundidade da estaca, conforme apresentado no início deste capítulo. Esta particularidade da curva p-y lhe confere um nível de complexidade, em termos de sua determinação, um pouco maior do que as outras duas curvas. A API-RP-2GEO, 2014, recomenda curvas de capacidade lateral conforme o tipo de solo.

Uma discussão bastante ampla do histórico dos principais critérios para gerar as curvas p-y foi descrito por PRADHAN, 2012. Tendo em vista a maior complexidade do comportamento sob esforço lateral, optou-se por apresentar uma discussão teórica mais profunda para este tipo de curva. Desta maneira será possível conferir entendimento suficiente para desenvolvimento do presente estudo. A discussão desenvolvida por PRADHAN, 2012 e as recomendações da API-RP-2GEO 2014 serão as bases para tal discussão.

2.3.1 Critério para argilas moles (MATLOCK, 1970)

O critério de MATLOCK, 1970, tratou das curvas p-y para argilas moles saturadas. O critério de endurecimento (“strain-hardening”) do solo baseou-se em resultados obtidos a partir de estudos experimentais com estacas de 12,75 pol de diâmetro instaladas em um solo de argila siltosa mole a medianamente compacta em dois locais distintos (STEVENS e AUDIBERT, 1979).

As variáveis envolvidas neste critério são:

p = tensão resistente mobilizada ao esforço lateral do solo

p_u = tensão resistente última ao esforço lateral do solo

y = deflexão lateral da estaca

D = diâmetro externo da estaca

$$y_c = 2,5 * \epsilon_{50} * D$$

ϵ_{50} = deformação a 50% da máxima tensão deviatórica em um teste não-drenado

A tensão resistente última é calculada da seguinte forma:

$$p_u = N_p * s_u * D \quad (\text{Eq. 2.6})$$

onde s_u é a resistência cisalhante obtida em ensaio não drenado e N_p um coeficiente de resistência última lateral. MATLOCK, 1970, sugeriu um valor de 9,0 para este coeficiente em profundidades onde haja tensão de confinamento suficiente para que a ruptura ocorra por escoamento plástico ao redor da estaca. Camadas mais próximas à superfície não possuem tensão de confinamento suficiente, sendo que a ruptura ocorre por deslocamento da massa de solo em forma de cunha. Para tal condição sugere-se que N_p seja 3,0 na superfície e evolua conforme a seguinte formulação:

$$N_p = 3 + \sigma'_z / s_u + J * z / D \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Onde:

z é profundidade em relação à superfície do solo

J é uma constante empírica que vale 0,5 para argilas moles offshore e 0,25 caso as argilas sejam mais rijas

D é o diâmetro externo da estaca

σ'_z é a tensão efetiva vertical na profundidade z

s_u é a resistência cisalhante obtida em ensaio não drenado

2.3.2 Critério para argilas rijas (REESE et al, 1975)

O critério de REESE et al, 1975, tratou das curvas p - y para argilas rijas saturadas, ou como foi tratado em seu estudo: abaixo do nível d'água. Este estudo considerou um efeito de amolecimento ("softening") após atingida a resistência última. Duas estacas com 24 pol de diâmetro e uma com 6 pol, completamente instrumentadas, instaladas em solo argiloso rijo, com resistência ao cisalhamento entre 0,1 e 0,5 MPa, foram estudadas.

REESE et al, 1975, considerou equações diferentes para cada mecanismo de ruptura. Considerando-se o rompimento da cunha de solo à frente da estaca em um caso, e o escoamento plástico em torno da estaca no outro, a resistência última, p_u , foi determinada como o menor valor entre as equações abaixo:

$$p_u = 2*s_u*D + \sigma'_z*D + 2.83*s_u*z \quad (\text{Eq. 2.8})$$

$$p_u = 11*s_u*D \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde:

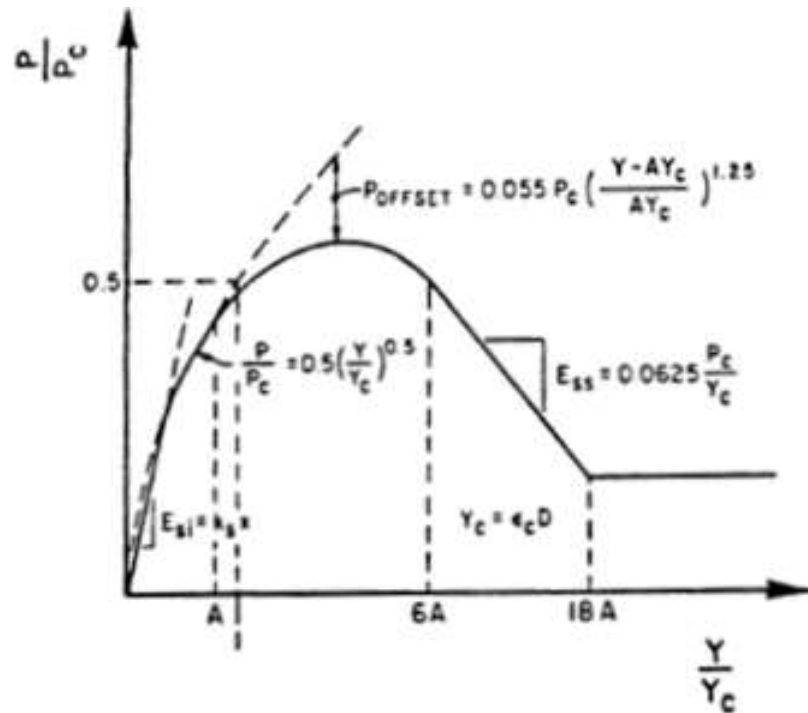
z é a profundidade em relação à superfície do solo

D é o diâmetro externo da estaca

σ'_z é a tensão efetiva vertical na profundidade z

s_u é a resistência cisalhante obtida em ensaio não drenado

A deflexão que confere metade da resistência última y_c foi tomada como o produto do diâmetro externo D da estaca pela deformação a 50% da máxima tensão deviatórica em um teste não-drenado, ϵ_{50} . A forma da curva para cargas estáticas segue a formulação indicada na Figura 2.5.



Onde:

y deflexão lateral local da estaca

P é a resistência ao esforço lateral mobilizada pelo deslocamento y

A é o fator de correção para argilas rijas

Fator de correção A para argilas rijas						
z/D	0.0	0.5	1.0	1.8	4.0	> 4.0
A	0.20	0.30	0.45	0.55	0.60	0.60

y_c é o produto do diâmetro externo da estaca D com a deformação a 50% da máxima tensão deviatória em um teste não-drenado ϵ_c (ϵ_{50})

P_c é a metade da resistência última

K_s é o módulo de elasticidade linear inicial que varia conforme o s_u , caso s_u seja inferior a 0,2 kPa seu valor será 270 MPa, caso contrário adota-se 840 MPa

s_u é a resistência cisalhante obtida em ensaio não drenado

Figura 2.5: Forma da curva $p-y$ para argilas rijas abaixo do nível d'água sob carga estática segundo REESE et al, 1975

2.3.3 Critérios recomendados pela API-RP-2GEO, 2014

A norma API-RP-2GEO, 2014, além de se referir à literatura discutida nos itens anteriores para gerar as curvas p-y, também apresenta recomendação própria para casos gerais em que não se possa enquadrar o projeto a estudos mais específicos.

Primeiramente a API apresenta formulação para o caso das argilas moles, caracterizadas pelo documento como aquelas com $s_u \leq 100$ kPa. Define-se $p_u D$ (em unidades de força por comprimento) como a resistência última ao esforço lateral do solo. Os dois modos de falha são considerados na recomendação através da variável z_R que é a profundidade onde a carga necessária para falhar em ambos mecanismos se iguala (lembrando que o primeiro mecanismo ocorre em profundidades menores por deslocamento de uma cunha de solo, e o segundo ocorre por escoamento plástico ao redor da estaca).

O cálculo de z_R se dá através da seguinte fórmula:

$$z_R = 6D / [(\gamma' D)/s_u + J] \quad (\text{Eq. 2.10})$$

onde J é uma constante adimensional empírica com valores que variam entre 0,25 e 0,50 sendo determinada por ensaios de campo.

Observa-se que z_R pode variar com a profundidade analisada devido à mudança de propriedades das camadas. Definida a fronteira entre mecanismos de falha, a norma propõe as seguintes fórmulas:

$$p_u D = 3s_u D + \gamma' z D + J s_u z \text{ para } z < z_R \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$\text{e } p_u D = 9s_u D, \text{ caso contrário} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Lembrando que a convenção da norma adota z positivo, sendo que seu valor no leito marinho é nulo e cresce conforme o aumento da profundidade. Analisando as fórmulas prescritas, percebe-se que a resistência varia entre $3s_u D$ e $9s_u D$.

A evolução da resistência mobilizada p varia conforme o deslocamento lateral y segundo as Tabelas 2.5 e 2.6.

Tabela 2.5: Resistência lateral mobilizada para cargas estáticas

p / p_u	y / y_c
0.00	0.0
0.23	0.1
0.33	0.3
0.50	1.0
0.72	3.0
1.00	8.0
1.00	∞

Tabela 2.6: Resistência lateral mobilizada para cargas cíclicas

$z > z_R$		$z < z_R$	
p / p_u	y / y_c	p / p_u	y / y_c
0	0	0.00	0.0
0.23	0.1	0.23	0.1
0.33	0.3	0.33	0.3
0.50	1.0	0.50	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	$0.72 z / z_R$	15.0
		$0.72 z / z_R$	∞

Para o caso de argilas rijas, a norma recomenda utilizar processo parecido ao da argila mole. Entretanto, há ressalva a respeito do comportamento mais frágil de argilas rijas que deve ser considerado. O processo proposto por REESE et al, 1975, que foi apresentado em item anterior, é o que se aplica de maneira geral no mercado e se recomenda pela norma, porém, há de se salientar que em casos específicos métodos diferentes podem ser justificáveis.

Em relação à capacidade lateral das areias, a formulação é um pouco diferente, mas o conceito de diferentes mecanismos conforme a profundidade permanece. As duas equações propostas pela norma são as seguintes:

$$p_{us} = (C_1 z + C_2 D) \gamma' z \quad (\text{Eq. 2.13})$$

$$p_{ud} = C_3 D \gamma' z \quad (\text{Eq. 2.14})$$

A resistência lateral p_u será o menor valor entre p_{ud} e p_{us} . Há uma ressalva quanto a casos em que a camada de areia seja sobreposta por argila mole, caso em que a norma menciona que a norma diz que as equações possam atentar contra a segurança. Nestes casos uma literatura específica deve ser adotada. Quanto ao cálculo das constantes C_1 , C_2 e C_3 , a API recomenda as seguintes equações:

$$C_1 = \frac{(\tan \beta)^2 \tan \alpha}{\tan(\beta - \phi')} + K_o \times \left[\frac{\tan \phi' \times \sin \beta}{\cos \alpha \times \tan(\beta - \phi')} + \tan \beta \times (\tan \phi' \times \sin \beta - \tan \alpha) \right]; \quad (\text{Eq. 2.15})$$

$$C_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} - K_a; \quad (\text{Eq. 2.16})$$

$$C_3 = K_a \times [(\tan \beta)^8 - 1] + K_o \times \tan \phi' \times (\tan \beta)^4. \quad (\text{Eq. 2.17})$$

Sendo que:

$$K_o = 0.4; \quad (\text{Eq. 2.18})$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}. \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$\alpha = \frac{\phi'}{2}; \quad (\text{Eq. 2.20})$$

$$\beta = 45 + \frac{\phi'}{2}; \quad (\text{Eq. 2.21})$$

A evolução da resistência mobilizada p varia conforme o deslocamento lateral y segundo a fórmula da Eq. 2.22.

$$p = A \times p_u \tanh \left[\frac{k \times z}{A \times p_u} y \right] \quad (\text{Eq. 2.22})$$

Sendo que A é uma constante que depende do tipo de carga, cíclica ou estática. Para cargas cíclicas adota-se para A o valor de 0,9. Já para cargas estáticas o valor pode ser superior a 0,9 de acordo com a razão da profundidade z pelo diâmetro externo da estaca D. A equação proposta para relacionar esta razão com a constante é a seguinte:

$$A = \left(3.0 - 0.8 \frac{z}{D} \right) \geq 0.9 \quad (\text{Eq. 2.23})$$

A constante k consiste na taxa de variação do coeficiente de reação inicial com a profundidade. Este valor varia com o ângulo de atrito ϕ' conforme a Tabela 2.7.

Tabela 2.7: Fator k de acordo com o ângulo de atrito

Fator k				
ϕ'	25°	25°	25°	25°
k (MN/m ³)	5.4	11	22	45

2.4 EFEITO DE GRUPO SOBRE AS CURVAS DE RESISTÊNCIA

A norma alerta para a consideração do efeito de grupo em estacas muito próximas. Tal efeito ocorre devido à sobreposição do campo de tensões gerado pelas estacas. A referência normativa para definir o que seriam “muito próximas” é a distância entre estacas equivalente a 08 diâmetros da estaca.

Para o comportamento axial de grupo, em geral, a norma API comenta que este efeito produzirá recalques maiores para cada estaca do grupo, em relação ao recalque que seria produzido caso a carga média das estacas do grupo fosse aplicada a uma estaca única. Entretanto, quanto às resistências, o comportamento

difere conforme o tipo de solo: argila ou areia. Para uma mesma argila, a capacidade do grupo dividida pelo número de estacas pode ser inferior à capacidade de uma estaca única. Já para uma mesma areia a capacidade em grupo pode aumentar.

O comportamento lateral é regido basicamente pelo espaçamento entre estacas, a razão da profundidade pelo diâmetro da estaca, a flexibilidade da estaca em relação ao solo, o tamanho do grupo de estacas, e a variação da resistência cisalhante do solo com a profundidade. Em geral, o deslocamento do grupo dividido pelo número de estacas será superior ao deslocamento de uma estaca única que recebe a carga média das estacas do grupo.

Em suma, o efeito de grupo altera o comportamento das fundações e deve ser considerado de maneira cuidadosa pelo projetista. Diversos métodos para simular o efeito de grupo, tanto para carga axial quanto para carga lateral, são citados na API: POULOS e RANDOLPH, 1983; FOCHT e KOCH, 1973; O'NEILL, 1983; O'NEILL e DUNNAVANT, 1985; e REESE et al., 1984.

Todavia, a própria norma atenta para o fato de os resultados para resposta devido ao esforço lateral dos modelos disponíveis desviarem significativamente dos obtidos na prática. De maneira a contornar este problema, a norma recomenda utilizar faixas de valores para as propriedades do modelo, de maneira a determinar uma faixa de possíveis deslocamentos dos grupos de estacas. O projetista deverá, portanto, trabalhar com esta faixa, o que dificulta o processo de dimensionamento, e ainda torna o processo subjetivo já que estas faixas não são bem definidas, podendo variar significativamente de projeto para projeto.

Apesar de todas essas ressalvas o método atual vem sendo utilizado na prática há bastante tempo. Com os avanços na área computacional e de softwares para análise deste tipo de problema por meio de elementos finitos, criou-se um potencial de modelagem do efeito de grupo que ainda não foi incorporado na prática do projeto de fundações offshore. Este estudo procura incentivar novos métodos de análise deste problema, propondo uma abordagem por meio do software DIANA. Os próximos três capítulos irão apresentar as bases desta abordagem além da aplicação do método em alguns exemplos.

3 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

As análises recomendadas pelos principais códigos offshore para tratar da interação solo-estrutura aplicam as curvas de resistência descritas no capítulo anterior. A discretização do meio contínuo do solo se dá pela aplicação de molas pontuais não lineares ao longo do comprimento e na ponta inferior da estaca para representar as interações por meio de atrito lateral, resistência lateral e resistência de ponta.

A grande deficiência das molas pontuais é que não há dependência entre elas. Isto significa que o estado de plastificação de uma mola, não necessariamente implicará no estado de plastificação da outra, e isto se agrava quando as estacas são tratadas separadamente. Existem métodos para considerar o efeito de grupo através da redução das resistências das curvas de resistência. Entretanto, como a própria API cita, e já foi abordado no Capítulo 2, este método não se adequa à prática em boa parte dos casos.

Para que se possa simular de maneira mais realista o efeito de grupo, o solo deve ser modelado. Isto pode ser feito utilizando elementos sólidos que representem o solo analisado, argila ou areia, além de modelar as estacas e a interface solo-estrutura. O software DIANA já é amplamente empregado para este tipo de análise.

Portanto, serão discutidas, a seguir, as definições de elementos de estaca e modelos constitutivos de solo a serem utilizados no presente estudo atendendo às premissas da norma API.

3.1 ELEMENTOS DE ESTACA

O software DIANA permite definir elementos de estaca imersos em elementos sólidos, de maneira que a interface entre eles é definida pelo usuário em termos de propriedades de aderência e de resistência de ponta. A grande vantagem deste elemento de estaca é que os nós da estaca e da própria interface são definidos automaticamente pelo software conforme a malha de elementos sólidos. Desta maneira, basta definir as propriedades de interação sem se preocupar com conectividades dos elementos finitos. O DIANA irá dividir a estaca em um elemento linear (partícula) para cada elemento sólido “atravessado”, ver Figura 3.1.

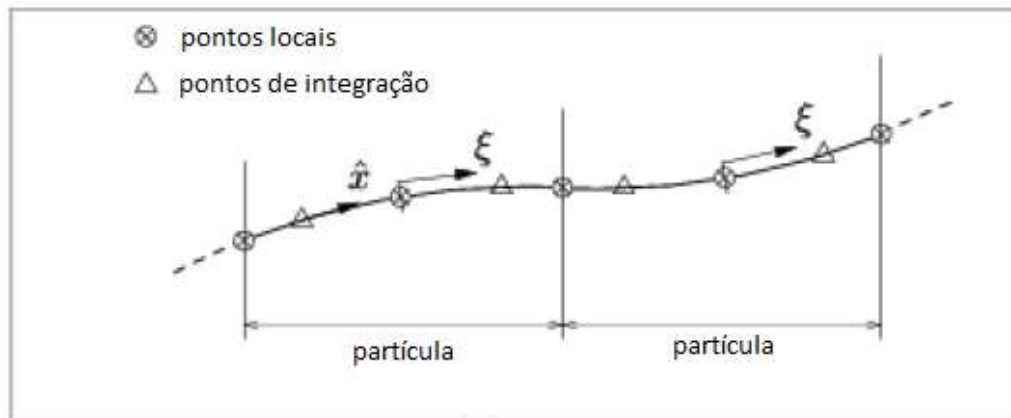


Figura 3.1: Representação gráfica de elemento unidimensional atravessando faces de elementos tridimensionais.

Os pontos locais são conectados aos nós do elemento sólido por molas tangenciais e normais ao elemento unidimensional, no caso, a estaca.

Os elementos de estaca são elementos de viga ou de treliça que serão conectados ao elemento contínuo (elemento sólido). Existem elementos de interface que ligam diversos tipos de elementos unidimensionais a tridimensionais, tanto para o caso de um ou do outro serem lineares ou quadráticos. Os elementos unidimensionais podem ser, portanto, do tipo treliça ou viga, com dois ou três nós por elemento. Já os tridimensionais podem ser de 04, 05 ou 06 faces, com nós somente nos vértices ou ainda com nós também no ponto médio das arestas. Esta característica é de suma importância pois permite também a modelagem de não-linearidade geométrica, além da física que é introduzida nos modelos constitutivos do solo, da interface e/ou da estaca. A Figura 3.2 ilustra um elemento de estaca quadrático (três nós, sendo dois nas faces do sólido e um no interior), inserido em um elemento sólido, também quadrático.

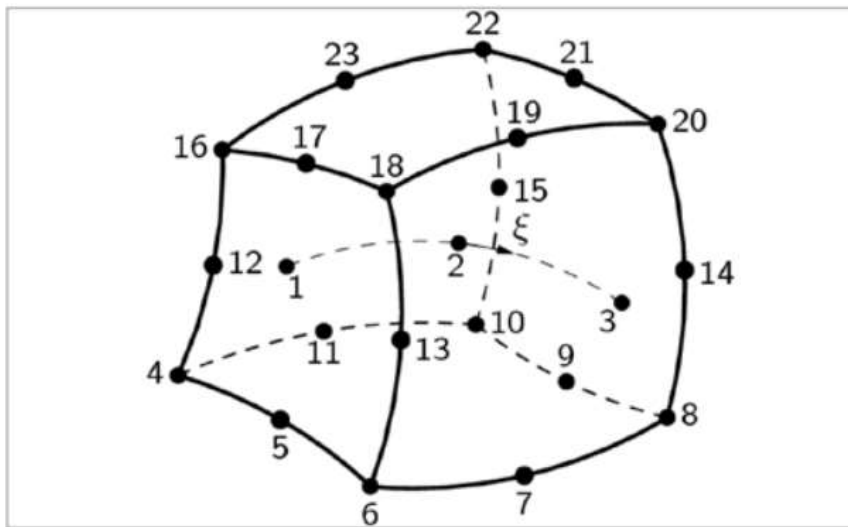


Figura 3.2: Combinação de elemento unidimensional com tridimensional que conecta um elemento de viga com três nós a um elemento sólido hexaédrico de 20 nós.

Há ainda pontos de integração que calculam o deslocamento entre os pontos locais por interpolação dos deslocamentos destes.

Quanto às propriedades de interação no sentido tangencial às estacas há dois tipos: atrito lateral e resistência de ponta. Para o atrito lateral pode-se utilizar: rigidez linear elástica sem falha, diagrama de atrito lateral por deslocamento relativo, capacidade cisalhante última, ou modelo de Mohr-Coulomb. Já para a ponta há três possibilidades: rigidez linear elástica sem falha, diagrama de força resistente por deslocamento relativo, ou resistência última de ponta.

A interação de solo com a estaca no sentido normal à estaca se dá pela definição de uma mola suficientemente rígida que transfira o esforço entre os elementos unidimensional e tridimensional. A DIANA FEA BV apresenta um guia baseado na literatura para determinação dessa rigidez com base nas propriedades do solo envolvido na interação.

Finalmente, é importante salientar que o software considera a seção transversal da estaca no cálculo das tensões da interface. Portanto a área de ponta e o perímetro da seção são considerados respectivamente no cálculo da tensão de ponta e de atrito lateral.

3.2 MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO

Solos e rochas se comportam de maneira muito semelhante ao concreto e outros materiais quase-frágeis. Entretanto, diferentemente dos modelos de concreto, os elementos aplicados em análises de solo e rocha são principalmente elementos de estado plano de deformação, axissimétricos e sólidos, sendo este último o escolhido para o estudo em apreço. Os modelos de materiais que podem ser aplicados para a análise são os modelos de plasticidade, como o Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager, complementados ou não de algum modelo de abertura de fissura que considere o comportamento do solo à tração.

Nesta parte do trabalho, uma breve introdução à teoria da plasticidade será apresentada para embasar a descrição do modelo de Mohr-Coulomb que será utilizado nos modelos tridimensionais deste estudo. As informações utilizadas são provenientes da literatura utilizada pela própria DIANA FEA BV para desenvolvimento do software DIANA, e também abordada no manual deste programa.

A diferença básica entre os comportamentos dos materiais elástico e plástico é que no comportamento elástico não ocorrem deformações permanentes na estrutura, ao passo que no comportamento plástico deformações permanentes, ou irreversíveis podem ser observadas. Embora estas deformações irreversíveis estejam muitas vezes relacionadas a processos na microestrutura dos materiais, como ocorre para os metais, em um contexto mais amplo, a formulação matemática de plasticidade pode ser aplicada a todos os materiais que apresentem deformações irreversíveis, tais como o solo e o concreto. No contexto das pequenas deformações, a premissa básica é que se pode decompor a deformação total (ϵ) em uma parcela elástica (ϵ_e) e uma irreversível, ou plástica (ϵ_p), com efeito:

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_p \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Utilizando a abordagem habitual da teoria de fluxo de plasticidade para descrever o comportamento do material elastoplástico, não se pode modelar a tensão total (σ) no tempo t em função da deformação total (ϵ) no momento t , deve-se também considerar o histórico tensão e deformação do material.

3.2.1 Premissas

Os históricos de tensão e de deformação do material são normalmente levados em consideração implicitamente por meio da introdução de um parâmetro de estado interno κ , que é, por sua vez, regido por uma lei específica da evolução. O comportamento do material elastoplástico irá, por conseguinte, basear-se nas seguintes premissas:

- Há relação de tensão-deformação elástica, que especifica a relação entre a tensão total e a deformação elástica. Sem perda de generalidade pode-se supor que essa relação seja dada por

$$\sigma = \mathbf{D} \varepsilon_e \quad (\text{Eq. 3.2})$$

sendo $\mathbf{D}$ a matriz constitutiva do material.

- A condição de escoamento, o qual especifica o estado de tensão em que o fluxo plástico se inicia. Esta condição pode ser descrita como uma função do vetor de tensões e o parâmetro de estado interno

$$f(\sigma, \kappa) = 0 \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Quando o valor da função de escoamento é inferior a zero, o estado é assumido como sendo elástico, e o fluxo plástico não irá ocorrer. Um estado em que a função de escoamento seja maior do que zero, não é admissível para esta teoria de plasticidade.

- A lei de fluxo especifica o vetor taxa de deformação inelástica, ou plástica, como uma função do estado de tensões. De acordo com a teoria do fluxo de plasticidade, assumindo a regra de KOITER, 1953, o vetor da taxa de deformação plástica é dada por:

$$\dot{\varepsilon}_p = \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j \frac{\partial g_j}{\partial \sigma} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

com as n funções de potencial plástico que podem também ser consideradas como uma função do vetor de tensões e do parâmetro de estado interno, isto é, $g_j(\sigma, \kappa)$. Os coeficientes multiplicativos $\dot{\lambda}_j$ estão restritos pelas condições padrão de Kuhn-Tucker:

$$f \leq 0 \quad ; \quad \dot{\lambda}_j \leq 0 \quad ; \quad \dot{\lambda}_j f = 0 \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Estas condições são, na verdade, uma reformulação dos estados admissíveis no fluxo plástico, isto é, nenhum fluxo plástico irá ocorrer ($\dot{\lambda}_j = 0$), se a função de escoamento é menor do que zero.

- A hipótese de endurecimento, que especifica a evolução do parâmetro de estado interno. Em geral, a evolução é dada como uma função do vetor de tensões e o vetor da taxa de deformação plástica, isto é:

$$\dot{\kappa} = h(\sigma, \dot{\epsilon}_p). \quad (\text{Eq. 3.6})$$

3.2.2 Taxas de variação da tensão e da deformação.

Ao aplicar a decomposição em parcelas do vetor taxa de variação da deformação na relação de rigidez do material tem-se:

$$\dot{\sigma} = \mathbf{D}\{\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_p\} = \mathbf{D}\left\{\dot{\epsilon} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma}\right\} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

A condição de consistência $\dot{f} = 0$ pode ser desenvolvida para:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \lambda} \dot{\lambda} = 0 \quad (\text{Eq. 3.8})$$

Esta equação fornece a expressão de $\dot{\lambda}$:

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{E_p} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} \quad (\text{Eq. 3.9})$$

Sendo E_p o módulo de endurecimento plástico:

$$E_p = - \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \lambda} \quad (\text{Eq. 3.10})$$

Substituindo esta expressão na equação da taxa de tensões:

$$\dot{\sigma} = \mathbf{D} \left\{ \dot{\varepsilon} - \frac{1}{E_p} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (\text{Eq. 3.11})$$

$$\dot{\sigma} + \mathbf{D} \frac{1}{E_p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} = \mathbf{D} \dot{\varepsilon} \quad (\text{Eq. 3.12})$$

$$\left(\mathbf{D}^{-1} + \frac{1}{E_p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \right) \dot{\sigma} = \dot{\varepsilon} \quad (\text{Eq. 3.13})$$

Como o objetivo é determinar a variação das tensões em função da variação de deformações, aplica-se a fórmula de Sherman-Morrison, o que resulta na matriz tangente contínua, com efeito:

$$\dot{\sigma} = \left(\mathbf{D}^{-1} + \frac{1}{E_p} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \right)^{-1} \dot{\varepsilon} = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \mathbf{D}}{E_p + \frac{\partial g}{\partial \sigma} \mathbf{D} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma}} \right) \dot{\varepsilon} \quad (\text{Eq. 3.14})$$

As equações de evolução dadas acima podem ser consideradas como orientadas à deformação, isto porque o vetor de tensão total, o vetor de tensão elástica e o parâmetro de estado interno são conhecidos no tempo t , e o vetor de incremento da deformação, $\Delta \varepsilon_{i+1}$, segue do regime de carga.

3.2.3 Abordagem numérica (método de Euler)

O problema básico na plasticidade elastoplástica computacional é que as equações constitutivas elastoplásticas devem ser atualizadas de forma consistente:

$$(\sigma_t, \varepsilon_t, K_t; \Delta \varepsilon_{i+1}) \rightarrow (\sigma_{t+\Delta t}, \varepsilon_{t+\Delta t}, K_{t+\Delta t}) \quad (\text{Eq. 3.15})$$

Ao aplicar o método totalmente implícito de Euler, este problema é transformado em um problema de otimização restrita governada por condições Kuhn-Tucker discretas como mostrado por SIMO et al., 1988. Foi demonstrado em vários estudos (KRIEG e KRIEG, 1977; SCHREYER et al., 1979; ORTIZ e POPOV, 1985; SIMO e TAYLOR, 1986) que o algoritmo implícito de Euler é estável e preciso para plasticidade- J_2 . Mas mesmo quando a superfície de escoamento é altamente distorcida, o algoritmo implícito de Euler é incondicionalmente estável (ORTIZ e

POPOV, 1985) e preciso (DE BORST e FEENSTRA, 1990; SCHELLEKENS e DE BORST, 1990).

A aplicação do algoritmo implícito de Euler resulta em um conjunto discreto de equações:

$$\varepsilon_{i+1, t+\Delta t} = \varepsilon_t + \Delta \varepsilon_{i+1} \quad (\text{Eq. 3.16})$$

$$\sigma_{i+1, t+\Delta t} = D\{\varepsilon_{t+\Delta t} - \varepsilon_{p, t+\Delta t}\} \quad (\text{Eq. 3.17})$$

$$\varepsilon_{p, i+1, t+\Delta t} = \varepsilon_{p, t} + \Delta \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{i+1}} \quad (\text{Eq. 3.18})$$

$$K_{i+1, t+\Delta t} = K_t + \Delta \lambda h(\sigma, \dot{\varepsilon}_p) \quad (\text{Eq. 3.19})$$

Considera-se que o método contém um algoritmo corretor preditor-plástico, para tal uma previsão elástica é introduzida, com efeito:

$$\sigma_E = D\{\varepsilon_e - \Delta \varepsilon_{i+1}\} \quad (\text{Eq. 3.20})$$

$$K_E = K_t \quad (\text{Eq. 3.21})$$

os quais podem ser obtidos desconsiderando o fluxo inelástico em um passo de tempo.

3.2.4 Retromapeamento

O retromapeamento consiste na linearização consistente das equações não-lineares seguintes a partir dos resultados da discretização em uma matriz de rigidez tangente, a qual possui papel crucial no desempenho e robustez do método iterativo. Tem sido enfatizado por SIMO e TAYLOR, 1985, que o ponto crucial é que a matriz de rigidez tangente deve ser obtida por linearização consistente da tensão resultante do algoritmo de retromapeamento (ver Figura 3.3).

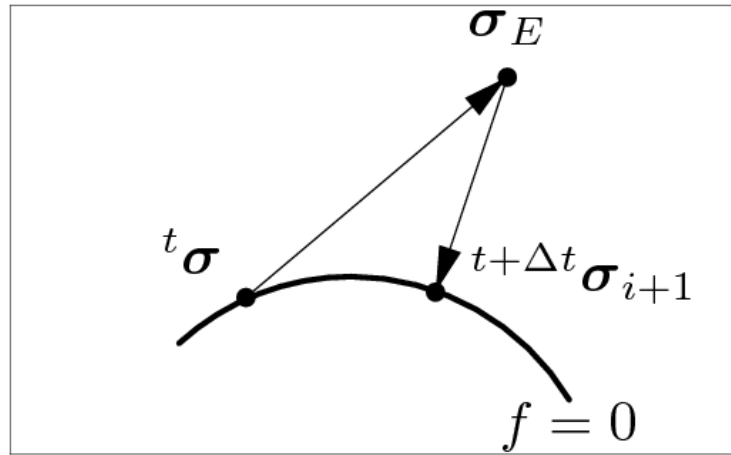


Figura 3.3: Algoritmo de retromapeamento

A matriz de rigidez tangente consistente deve ser derivada da tensão atualizada no final da iteração $i + 1$ da equação da previsão elástica:

$$d\sigma_{i+1} = D \left\{ d\varepsilon_{i+1} - d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} - d\lambda \frac{\partial^2 g}{\partial \sigma^2} d\sigma_{i+1} \right\} = H \left\{ d\varepsilon_{i+1} - d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (\text{Eq. 3.22})$$

onde o índice $t+\Delta t$ foi rebaixado por conveniência. A matriz de rigidez elástica modificada H será, portanto:

$$H = \left[I + \Delta\lambda D \frac{\partial^2 g}{\partial \sigma^2} \right]^{-1} D \quad (\text{Eq. 3.23})$$

Diferenciação da condição de consistência $df = 0$, no instante $t+\Delta t$ produz a seguinte expressão:

$$df_{i+1} = \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma_{i+1} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \lambda} d\lambda = 0 \quad (\text{Eq. 3.24})$$

Equação na qual se pode isolar $d\lambda$:

$$d\lambda = \frac{1}{E_p} \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma_{i+1} \quad (\text{Eq. 3.25})$$

A partir desta equação e das anteriores pode-se obter, após algumas manipulações algébricas, a seguinte relação consistente de rigidez tangente:

$$d\sigma_{i+1} = \left(\mathbf{H} - \frac{\mathbf{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \mathbf{H}}{E_p + \frac{\partial g}{\partial \sigma} \mathbf{H} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma}} \right) d\varepsilon_{i+1} \quad (\text{Eq. 3.26})$$

Nota-se que a diferença entre a matriz de rigidez tangente contínua e a matriz de rigidez tangente consistente é determinada apenas pela modificação da matriz de rigidez elástica $\mathbf{D}$ pela matriz $\mathbf{I} + \Delta\lambda \mathbf{D} \frac{\partial^2 g}{\partial \sigma^2}$.

3.2.5 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb

A condição de escoamento de Mohr-Coulomb (Figura 3.4), exibida no lado esquerdo no plano e no lado direito no plano Rendulic, é uma extensão da condição de escoamento de Tresca a um comportamento dependente da pressão. A formulação da função de escoamento pode ser expressa no espaço principal de tensões ($\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$) como:

$$f(\sigma, \kappa) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi(\kappa) - c(\kappa) \cos \varphi_0 \quad (\text{Eq. 3.27})$$

sendo $c(\kappa)$ a coesão como uma função da variável de estado interno κ , $\varphi(\kappa)$ o ângulo de atrito interno, que também é função de κ (VERMEER e DE BORST, 1984).

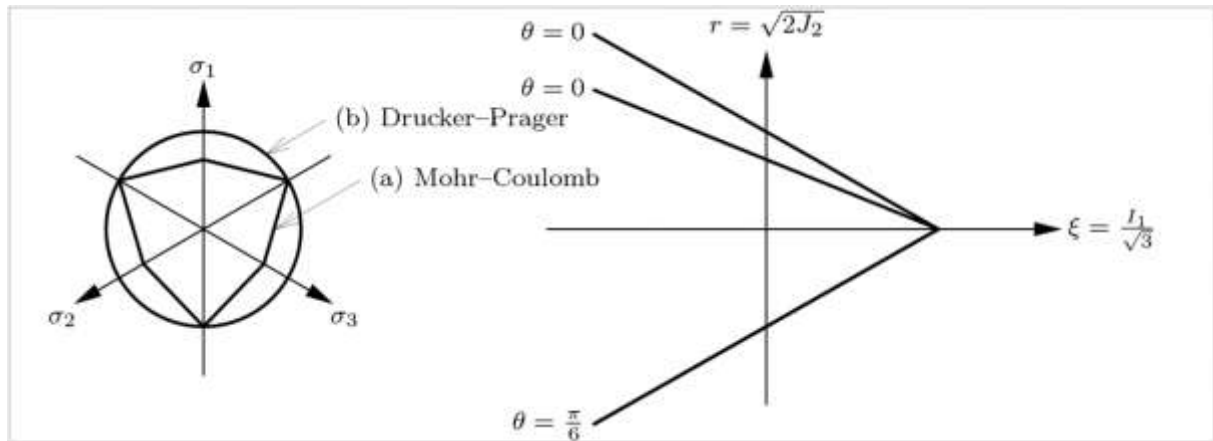


Figura 3.4: Condições de escoamento de Mohr-Coulomb e Drucker Prager

O ângulo de atrito interno inicial é dado por φ_0 . A lei de fluxo é dada por uma lei geral não associada ($g \neq f$), mas com o potencial plástico dado por:

$$g(\sigma, \kappa) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi(\kappa) \quad (\text{Eq. 3.28})$$

sendo ψ o ângulo de dilatância que para o presente estudo será considerado nulo. A partir do potencial plástico pode-se obter uma expressão para o vetor da taxa de variação da deformação plástica:

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda} \begin{Bmatrix} 1/2 \\ 0 \\ -1/2 \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq. 3.29})$$

3.3 DETERMINAÇÃO DE TENSÕES INICIAIS NO SOLO

De modo a modelar corretamente as deformações do solo, é importante que o estado de tensões seja introduzido fielmente ao que se encontra em campo de modo que a tensão efetiva in situ esteja correta. A partir daí as tensões de peso próprio e sobrecarga na estrutura serão introduzidas em fases ordenadas, o que permitirá atingir estados de plastificação coerentes com a realidade.

A tensão efetiva (σ') no solo é definida como a tensão total (σ) em um dado ponto descontada da poropressão (u), que consiste na pressão exercida pela coluna d'água caso o ponto estudado esteja abaixo do nível d'água. Com efeito:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{Eq. 3.30})$$

A tensão efetiva para um problema usual de fundações é normalmente dividida em tensão efetiva vertical (σ'_v) e tensão efetiva horizontal (σ'_h). A tensão vertical in situ é calculada pelo somatório dos pesos das camadas de solo acima do ponto estudado descontada da parcela de empuxo caso o ponto esteja abaixo do nível d'água. Com efeito:

$$\sigma'_v = \left(\sum \gamma_{\text{solo}} \cdot h_{\text{solo}} \right) - \gamma_{\text{água}} \cdot h_{\text{água}} \quad (\text{Eq. 3.31})$$

Sendo:

$\gamma_{\text{solo}}, \gamma_{\text{água}}$ = massa específica do solo e água respectivamente

$h_{\text{solo}}, h_{\text{água}}$ = altura das camadas de solo e de coluna d'água acima do ponto estudado

Já a tensão efetiva horizontal depende das propriedades de cada solo. Em geral define-se um parâmetro K_0 para cada tipo de solo, o qual consiste na razão entre tensão efetiva horizontal e tensão efetiva vertical. Com efeito:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (\text{Eq. 3.32})$$

Diversos estudos experimentais (JAKY 1944, BROOKER e IRELAND 1965, BOLTON 1991, WROTH 1965, SCHMIDT 1966, MEYERHOF 1976, MAYNE e KULHAWY 1982 e PRUSKA 1973) determinaram fórmulas de ajuste para determinar a razão K_0 sob compressão normal unidimensional (caso do problema in situ em terreno plano), a partir de parâmetros como o ângulo de atrito, a coesão e o nível de adensamento (OCR). De maneira geral, no presente estudo valores típicos de K_0 serão utilizados conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Valores típicos de K_0 para cada tipo de solo

Número	Tipo de solo	K_0
1	Areia compacta	0,35
2	Areia solta	0,60
3	Argilas normalmente adensadas	0,50 – 0,60
4	Argilas levemente sobreadensadas	1,00
5	Argilas altamente sobreadensadas	3,00

4 GUIA PARA A DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO SOLO

As curvas p-y, t-z e Q-z recomendadas pela API requerem os parâmetros de entrada descritos na Tabela 4.1 para cada camada de solo.

Tabela 4.1: Parâmetros necessários para determinar as curvas de resistência pelo método da API

Símbolo	Descrição
γ	Massa específica do solo
s_u	Resistência ao cisalhamento não-drenado do solo
ϕ	Ângulo de atrito do solo
ϵ_{50}	Deformação a 50% da máxima tensão deviatórica em um teste não-drenado
J	Constante empírica que vale 0,5 para argilas moles offshore e 0,25 caso as argilas sejam mais rijas
t_{comp}	Máxima adesão estaca-solo ou máximo atrito unitário com a estaca sob esforço de compressão
t_{tens}	Máxima adesão estaca-solo ou máximo atrito unitário com a estaca sob esforço de tração
$t_{res}/t_{m\acute{a}x}$	Razão entre adesão residual após atingido o pico de adesão, e o próprio pico de adesão
z_{tres}	Deflexão vertical local da estaca em que a adesão residual, t_{res} , é atingida
Q_p	Resistência última de ponta
z/D	Razão entre adesão residual após atingido o pico de adesão, e o próprio pico de adesão

Este conjunto de parâmetros é suficiente para montar as curvas de resistência de cada camada. Entretanto, conforme já explicado no Capítulo 3, um modelo tridimensional trabalha com o modelo constitutivo do material. Desta maneira, os dados de entrada do modelo tridimensional dependerão do modelo constitutivo selecionado.

O objetivo deste capítulo é apresentar uma maneira genérica de determinar as propriedades do solo necessárias para utilizar o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Isto será feito de maneira que, de posse dos dados de entrada necessários para o dimensionamento por meio das recomendações API, o calculista possa montar o seu modelo tridimensional para dimensionar a fundação em apreço.

O comportamento, conforme descrito previamente, é regido por três tipos de deslocamentos: atrito lateral, deslocamento de ponta e deslocamento lateral. A representação destes três fenômenos no modelo pleno em 3D será descrita nos itens a seguir.

4.1 RESISTÊNCIA T-Z E Q-Z

Conforme o Capítulo 3 item a, cada elemento unidimensional (estaca) do modelo em apreço possui pontos locais na interseção com as faces dos elementos tridimensionais (solo). Estes pontos locais são conectados aos nós dos elementos tridimensionais por meio de rigidezes transversais e normal à estaca.

Para o atrito lateral e a resistência de ponta, utilizaram-se molas não lineares de interface entre os elementos de estaca e os elementos tridimensionais de solo. O comportamento destas molas foi descrito a partir de diagramas de força por deslocamento, obtidos com base nas formulações de curvas de resistência da API. Para determinação das curvas de atrito lateral utilizou-se o z intermediário de cada camada.

4.2 RESISTÊNCIA P-Y

Já para o deslocamento lateral, tendo em vista que o solo é modelado com elementos tridimensionais, não são necessárias curvas de resistência. O próprio solo

modelado irá receber os esforços transferidos pela estaca e resistirá conforme seu comportamento tensão-deformação.

O modelo constitutivo escolhido para o presente estudo foi o de Mohr-Coulomb. Este modelo foi eleito pela simplicidade dos seus dados de entrada. Existem modelos já amplamente utilizados como o *Hardening Soil (HS) model* que reproduzem melhor o comportamento do solo, mas em contrapartida requerem informações mais detalhadas do solo. BADELOW e POULOS, 2016, concluem em seu estudo sobre as fundações das edificações mais altas do mundo que a incerteza geotécnica é o maior risco para a segurança de qualquer sistema de fundações. O modelo pleno 3D da interação solo estrutura tem tanto potencial de reproduzir a realidade quanto maior for a precisão dos dados geotécnicos disponíveis. No presente estudo os dados considerados são os parâmetros utilizados para determinação das curvas pelo método API, e por este motivo o método de Mohr-Coulomb será empregado.

O modelo de Mohr-Coulomb disponível no software DIANA, escolhido para o estudo em apreço, requer os parâmetros de entrada explicitados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Parâmetros necessários para caracterizar o modelo de Mohr-Coulomb

	Símbolo	Descrição
Parâmetros de Elasticidade Linear	E	Módulo de elasticidade
	ν	Coefficiente de Poisson
	γ	Densidade
Plasticidade Mohr-Coulomb	c	coesão
	ϕ	ângulo de atrito
	ψ	ângulo de dilatância
	-	Tração resistente
Tensões iniciais	K_0	Razão de tensão lateral/vertical in situ

A definição de cada parâmetro seguirá valores típicos de maneira a guiar o projetista que segue a API a montar seu modelo pleno 3D.

As determinações do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo seguiram a Tabela 4.3 fornecida por GIRSANG, 2001.

Tabela 4.3: Valores típicos de E e ν . (GIRSANG, 2001)

Tipo de solo	Módulo de elasticidade [MPa]	Coefficiente de Poisson [---]
Areia solta	10,35 - 27,6	0,2 - 0,4
Areia medianamente compacta		0,25 - 0,4
Areia compacta	34,5 - 69,00	0,3 - 0,45
Areia siltosa		0,2 - 0,4
Argila mole	1,38 - 3,45	0,15 - 0,25
Argila rija		0,2 - 0,5
Argila muito rija	5,87 - 13,80	

Caso o projetista tenha valores obtidos em ensaios de campo ou estudos geotécnicos mais específicos do local da obra, os valores mais precisos devem ser utilizados.

Os valores de densidade, que para este estudo foi padronizada como saturada, coesão e ângulo de atrito são os mesmos que o projetista utiliza no método API de obtenção das curvas de resistência. Desta maneira solos coesivos possuirão apenas valor de coesão, adotando-se ângulo de atrito nulo, e processo análogo será adotado para os arenosos que possuirão apenas ângulo de atrito (coesão nula).

Os efeitos de dilatação foram desprezados neste estudo (ângulo de dilatação nulo) por ocorrerem em tipos mais específicos de solo. Porém, caso o solo a se trabalhar possua características expansivas, o ângulo de dilatação deverá ser

obtido por meio de ensaios ou estudos empíricos para ser considerado no modelo de plastificação de Mohr-Coulomb.

A tração resistente foi adotada como nula por ser o valor mais conservador que se pode ter, caso dados geotécnicos mais precisos não estejam disponíveis.

Finalmente, para caracterização das tensões in situ do solo, a razão K_0 foi retirada da Tabela 3.1.

4.3 RIGIDEZ DA INTERFACE SOLO-ESTRUTURA

Rigidezes lineares devem ser definidas para a interface solo-estrutura para ditar o comportamento da interface antes que ocorra o deslizamento, no caso dos deslocamentos verticais por atrito lateral, ou plastificação do solo, no caso de resistência de ponta e deslocamento vertical.

A rigidez da interface muitas vezes é difícil de ser prevista de antemão quando se pretende modelar a interação solo estrutura (LANGEN, 1991). A geometria, as cargas e a estrutura do modelo numérico afetam os valores a se adotar para tais rigidezes.

LANGEN e VERMEER, 1991, afirmam que os valores das rigidezes da interface devem ser escolhidos de maneira que a inclinação inicial da curva carga por deslocamento seja muito próxima daquela obtida sem o uso das interfaces. Desta maneira o deslizamento ocorrerá somente pela real plastificação da interface, sem introduzir deslocamento elástico excessivo.

De maneira a verificar os elementos de interface, LANGEN, 1991, recomenda verificar as rigidezes transversal e normal com um modelo linear estático (que não considera o escorregamento entre solo e estrutura).

Para este modelo os deslocamentos verticais devem ser próximos ao resultado de um modelo que não tivesse interface (nós do solo acoplados aos nós das estacas). Caso contrário uma flexibilidade extra (que não é o escorregamento) estaria sendo introduzida o que prejudicaria os resultados. Já para deslocamentos laterais e de ponta a rigidez deve ser grande o suficiente para evitar a sobreposição

de elementos de solo e estrutura (deformações superiores à unidade para as interfaces).

Intuitivamente pode-se pensar que seria natural adotar uma rigidez infinita (muito grande) para a rigidez normal à estaca. Esta solução funcionaria bem para modelos analíticos, mas como o modelo apresentado é resolvido numericamente, valores extremamente altos de rigidez podem ocasionar instabilidades numéricas e afetar o resultado (HERMANN, 1978).

5 ESTUDO DE CASO

O procedimento descrito até aqui para modelar a interação solo estrutura através de um modelo tridimensional será aplicado a alguns exemplos. Os resultados destes exemplos serão comparados aos provenientes do procedimento recomendado pela API.

5.1 EXEMPLO COMPARATIVO COM MODELO TEÓRICO

Definiu-se um perfil teórico de solo argiloso com 100 m de profundidade e s_u variando linearmente de 0 kPa na superfície a 264 kPa na profundidade de 100 m, conforme aplicação sugerida no estudo de GALGOUL e CRONIN, 1982. No DIANA isto pode ser feito definindo-se uma função que varia no eixo profundidade z , conforme Figura 5.1 extraída do próprio software.

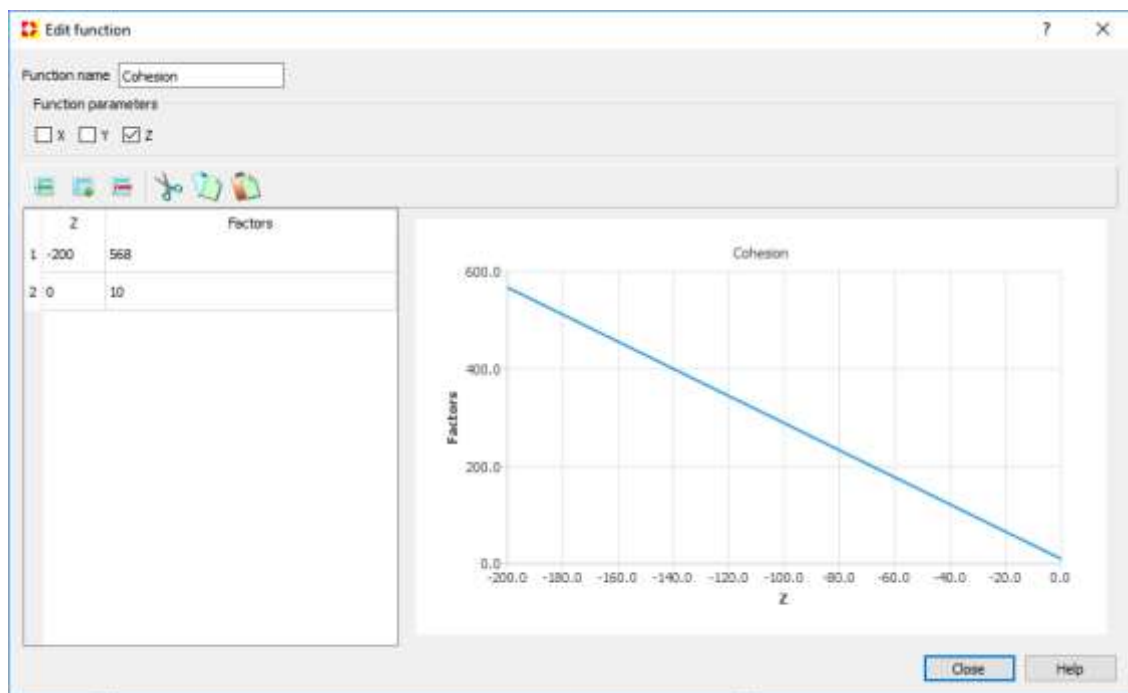


Figura 5.1: Função coesão ao longo da profundidade z .

Apesar da aplicação teórica conter estacas de comprimento 100 m o solo deve ser modelado além desta profundidade de maneira que as condições de contorno do problema não afetem o estado de tensões do problema. Para as condições de contorno do solo adotaram-se deslocamentos normais às faces do domínio de solo nulo, excluindo-se a face da superfície na qual nenhuma condição de contorno é necessária (ver Figura 5.2).

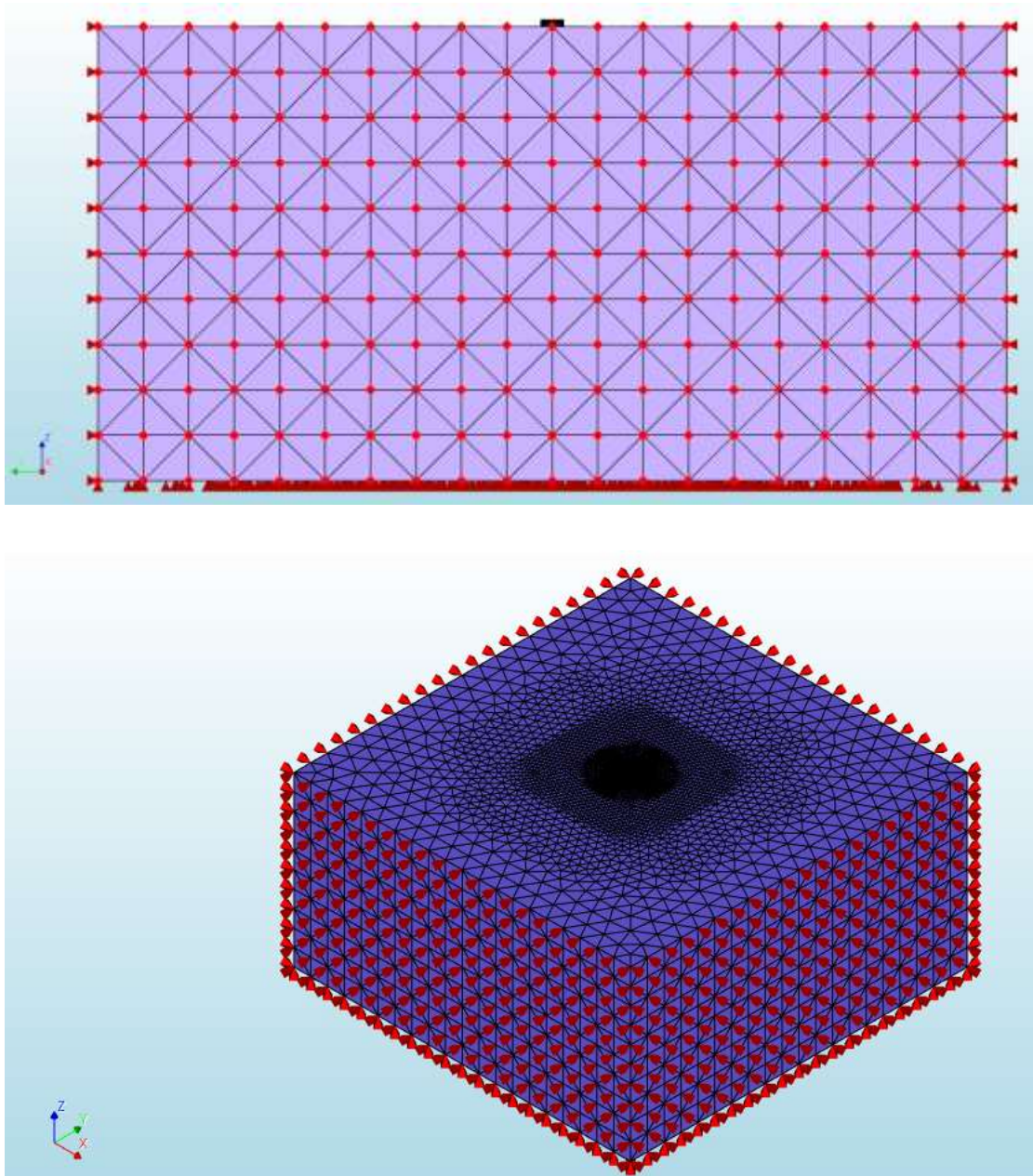


Figura 5.2: Condições de contorno do solo.

Diferentes dimensões de domínio foram testadas de maneira a assegurar resultados consistentes. Finalmente, as dimensões utilizadas para o domínio foram de 400 m por 400 m de largura e 200 m de profundidade.

A estaca modelada possui seção transversal tubular de 1,627 m de diâmetro e 3,81 cm de espessura. O material considerado para a estaca foi de aço com modelo constitutivo linear de 210 GPa de módulo de elasticidade, 0,3 para o coeficiente de Poisson e massa específica de 7,85 ton/m³.

O solo foi modelado com elementos tetraédricos lineares (4 nós cada), com dimensão variada ao longo do domínio. Conforme pode ser observado na Figura 5.2 a malha é mais refinada no centro do domínio, onde está localizada a fundação, e se torna mais grossa a medida que se afasta do centro. Desta maneira foi possível obter resultados consistentes sem elevar o custo computacional de maneira excessiva.

O modelo constitutivo do solo foi o de Mohr-Coulomb com coesão variável ao longo da profundidade conforme Figura 5.1. O ângulo de atrito foi considerado nulo. Para o módulo de elasticidade foi utilizado um valor de 250 vezes a coesão, conforme proposto por GALGOUL e CRONIN, 1982. Quanto à resistência à tração do solo, utilizou-se um valor nulo.

O atrito lateral foi modelado por meio de diagramas de tensão de atrito por deslocamento relativo estaca-solo, e a resistência de ponta com diagramas de resistência de ponta por deslocamento relativo estaca-solo. Ambas as resistências verticais t - z e Q - z seguiram as definições da API.

Para a análise conforme a API utilizou-se o pacote Sesam da DNV GL que possui o módulo SPLICE para cálculo das curvas de resistência, conforme descrito no capítulo 2, e o módulo GeniE para modelagem em elementos finitos. Os modelos com estaca única e grupo de 5 estacas, conforme GALGOUL e CRONIN, 1982, podem ser vistos nas Figuras 5.3 e 5.4, respectivamente.

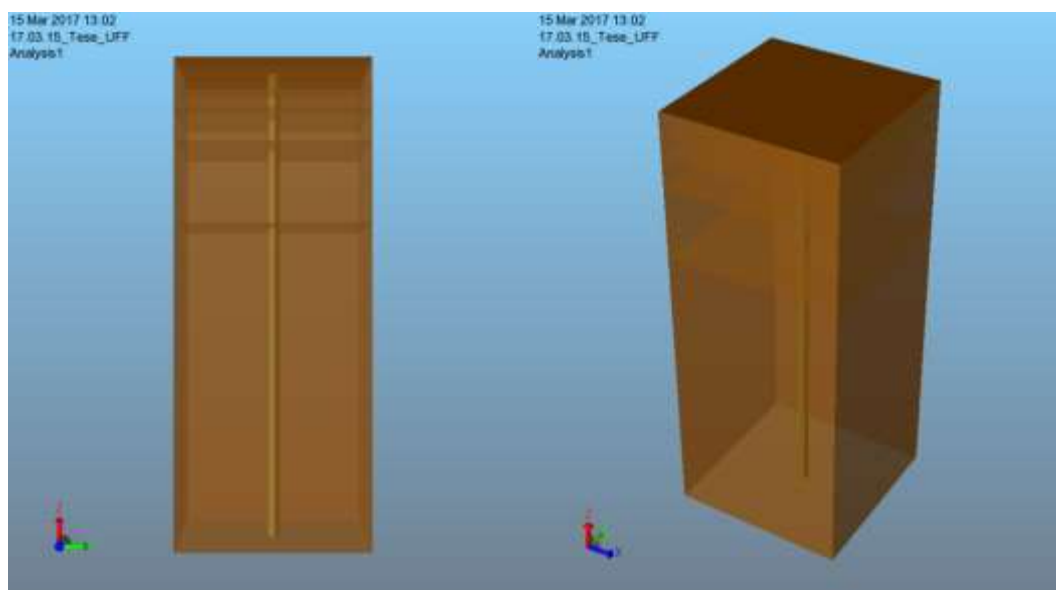


Figura 5.3: Vistas frontal e isométrica do modelo de estaca única no software Sesam da DNV GL

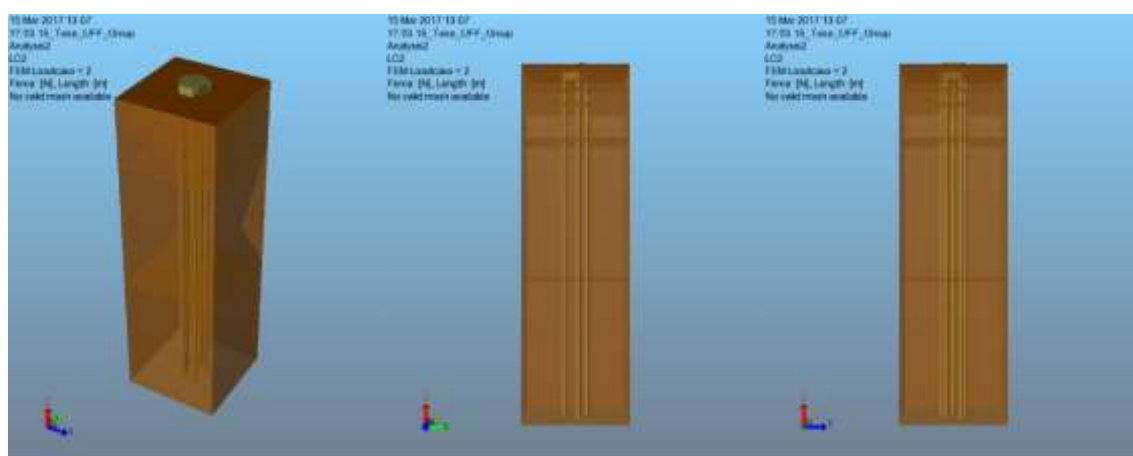


Figura 5.4: Vistas isométrica, frontal e lateral do modelo de grupo de estacas no software Sesam da DNV.GL

As cargas aplicadas a ambos os modelos foram nodais na cabeça das estacas. Foram analisadas cargas verticais e horizontais separadamente. A magnitude da carga vertical variou de 2000 kN a 20000 kN, a passos de 2000 kN (dez casos de carga). Já a carga lateral analisada variou de 500 kN a 5000 kN, a passos de 500 kN (também dez casos de carga).

Foram traçados gráficos comparativos entre resultados obtidos no software Sesam, que segue a API fielmente, e o modelo pleno 3D em DIANA. Os resultados comparativos estão explicitados nas Figuras 5.5 a 5.8.

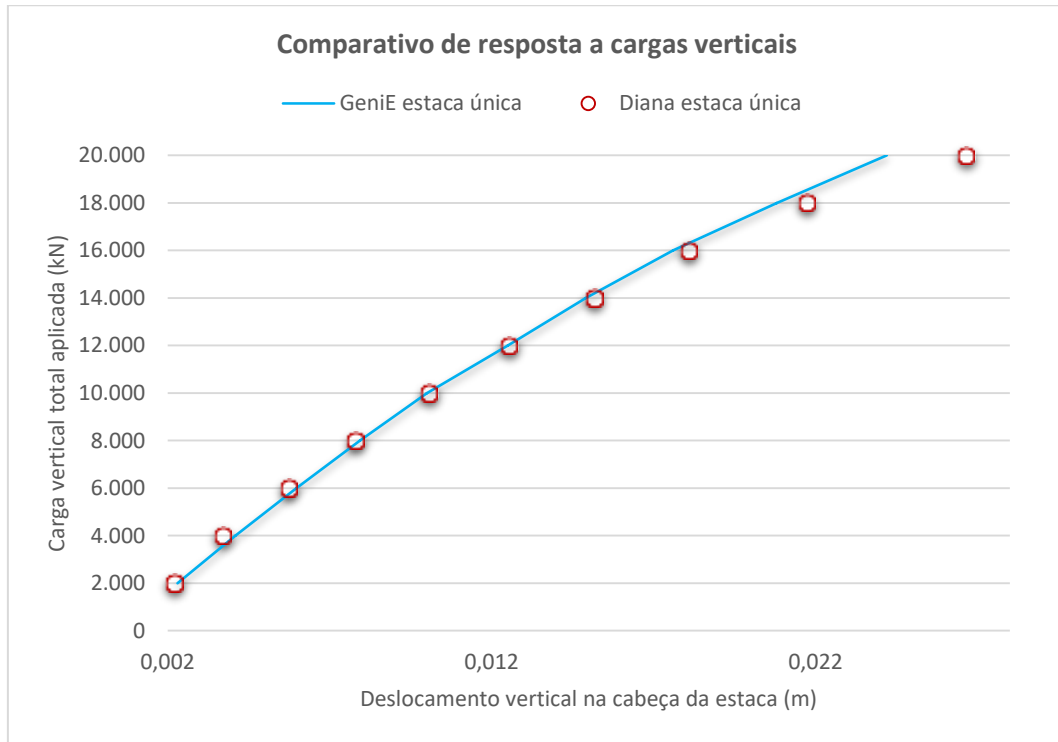


Figura 5.5: Gráfico comparativo entre os deslocamentos verticais da cabeça da estaca para cada passo de carga.

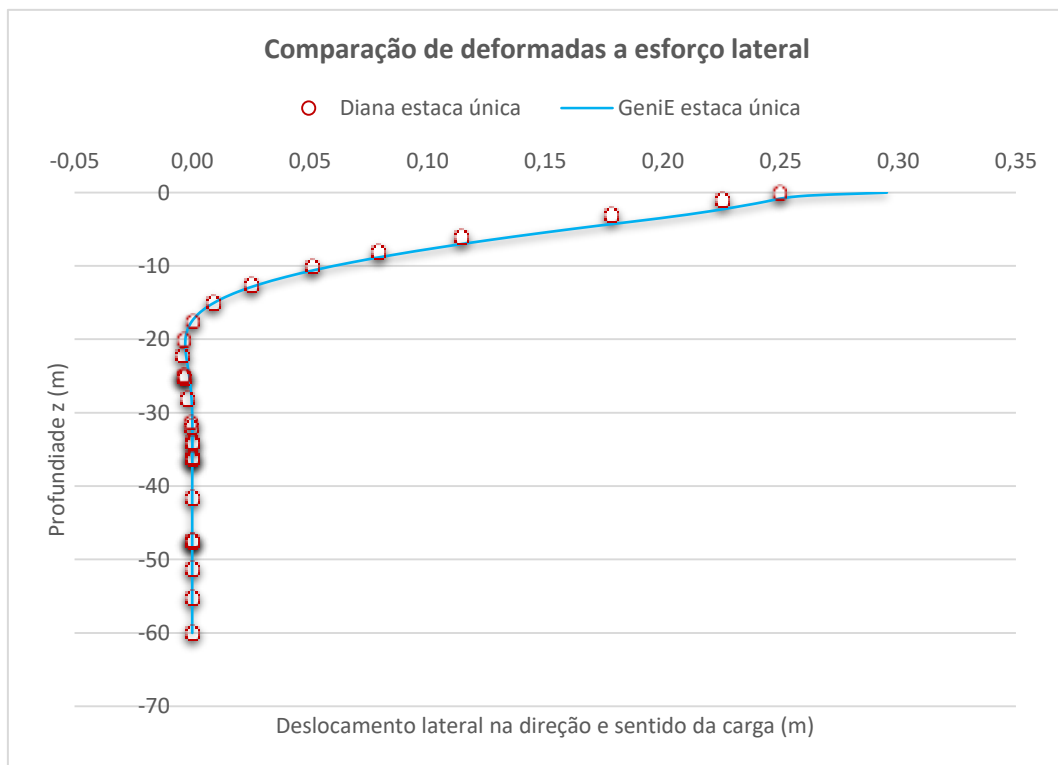


Figura 5.6: Gráfico comparativo entre as deformadas laterais para a carga lateral de 5000 kN.

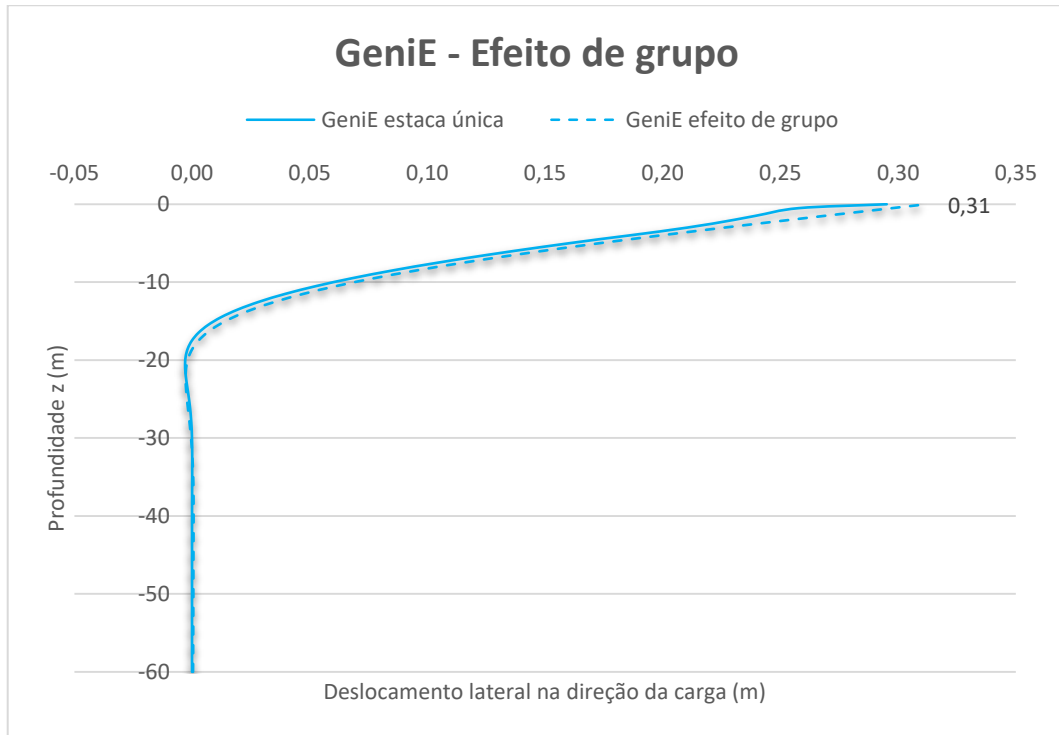


Figura 5.7: Cálculo do efeito de grupo de acordo com a teoria elástica de MINDLIN 1936, acoplado às equações de curva de resistência da API, por meio do módulo SPLICE do pacote Sesam.

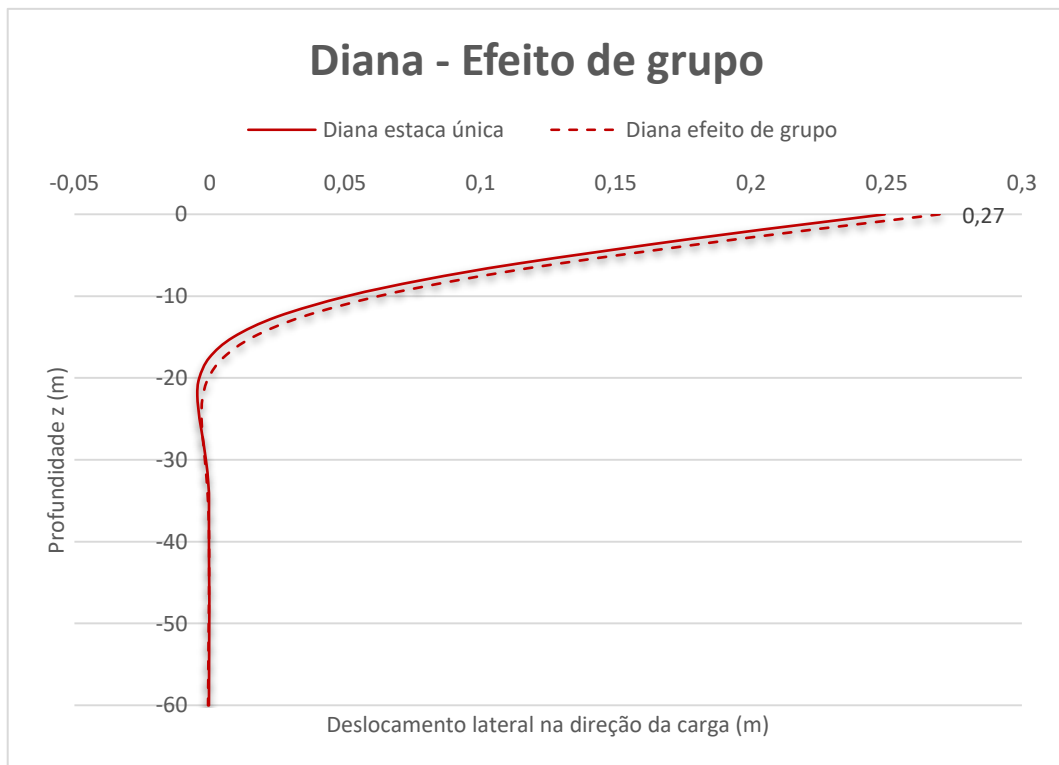


Figura 5.8: Cálculo do efeito de grupo com um modelo pleno 3D.

Os resultados do modelo pleno 3D mostraram bastante concordância para estaca única, tanto para prever deslocamentos verticais como laterais das estacas, conforme pode-se observar nos gráficos comparativos das Figuras 5.5 e 5.6.

Naturalmente, os resultados para o efeito de grupo serão tão melhor calculados no modelo pleno 3D quanto melhor forem os dados geotécnicos disponíveis. Isto porque o modelo pleno 3D calcula a real plastificação no solo entre estacas desde que a rigidez esteja bem definida. Isto está de acordo com o que conclui POULOS, 2006, quando afirma que uma rigidez apropriada do solo em muitos casos define o sucesso da previsão de recalques, principalmente quanto ao efeito de interação entre estacas (efeito de grupo).

Neste modelo teórico os resultados para efeito de grupo se mostraram um pouco diferentes como pode-se observar nas Figuras 5.7 e 5.8. Esta diferença se deu apenas pela consideração da plastificação dos elementos sólidos de solo. O método da API considera a plastificação do solo apenas nas curvas de resistência. Os parâmetros de rigidez e plastificação do solo foram os mesmos.

O modelo teórico apresentou resultados de acordo com a API para a estaca única e demonstrou resultados diferentes para efeito de grupo, os quais tendem a ser mais precisos pelo cálculo das tensões e deformações elásticas e plásticas do solo. De maneira a testar esse procedimento, buscou-se um estudo experimental focado no efeito de grupo sob esforço lateral, tendo em vista que é o único comportamento que apresenta ressalvas da norma quanto aos métodos recomendados na atualidade.

O estudo comparativo mais geral, com um modelo experimental de grupo de estaca em solo com diversas camadas, coesivas e não-coesivas, será apresentado no próximo item.

5.2 EXEMPLO COMPARATIVO COM MODELO EXPERIMENTAL

WALSH 2005 conduziu um teste experimental com um grupo de 15 estacas dispostas em 05 fileiras de 03 estacas espaçadas de 3,92 diâmetros centro a centro na direção da carga (ver Figuras 5.9 e 5.10). Uma estaca única suficientemente

espaçada do grupo também foi carregada de maneira a mensurar o efeito de grupo entre as estacas.



Figura 5.9: Foto do local onde foram instaladas as estacas para o estudo experimental. (WALSH 2005)

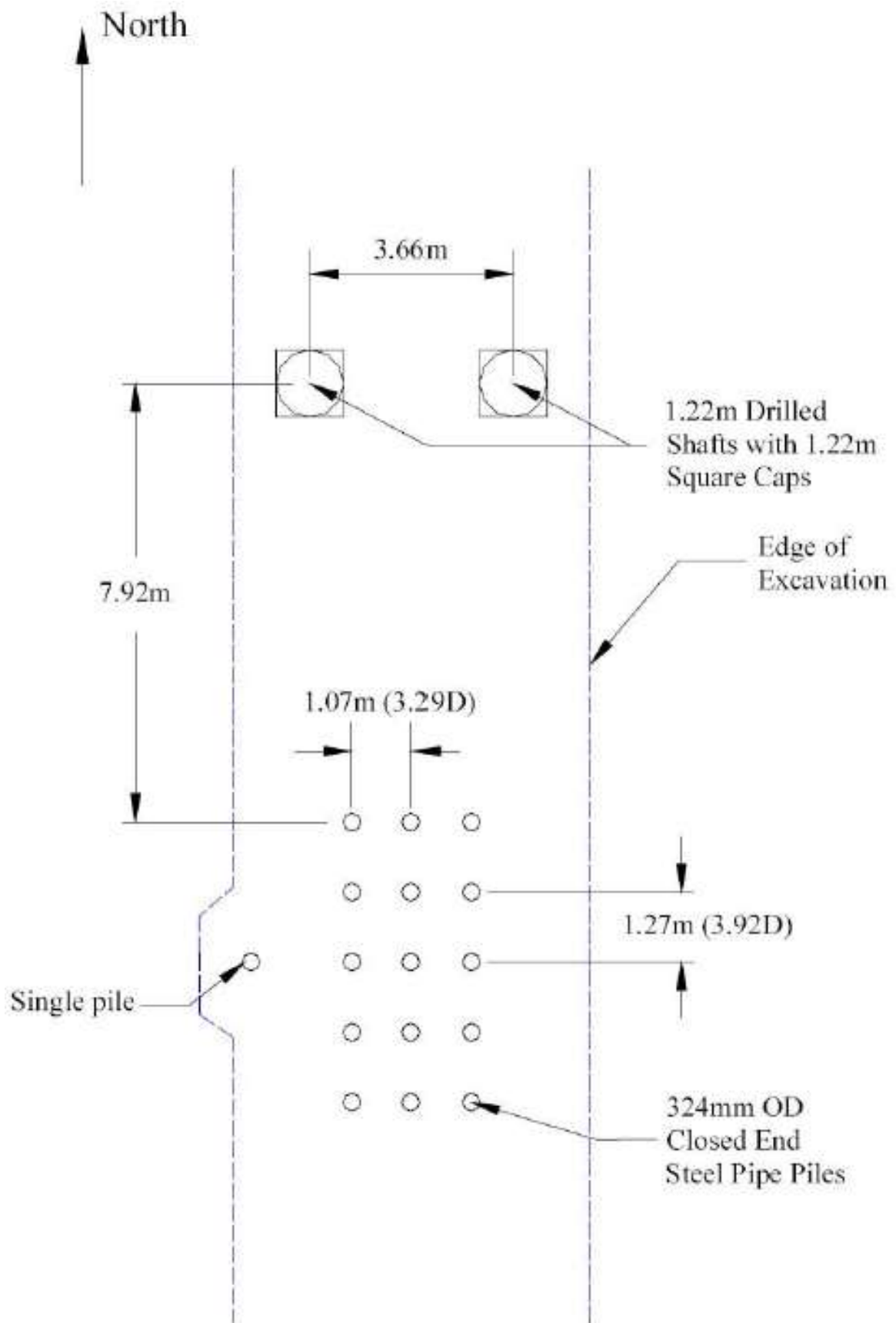


Figura 5.10: Desenho esquemático do estudo experimental retirado de SNYDER, 2004.

A cabeça de cada estaca do grupo foi conectada rigidamente entre si por meio de uma estrutura de vigas metálicas de maneira que os deslocamentos na cabeça de cada estaca fossem sempre o mesmo. Entretanto a conexão desta estrutura rígida de vigas com cada estaca era articulada, de maneira que a cabeça das estacas fica livre para rotação (ver Figura 5.11).

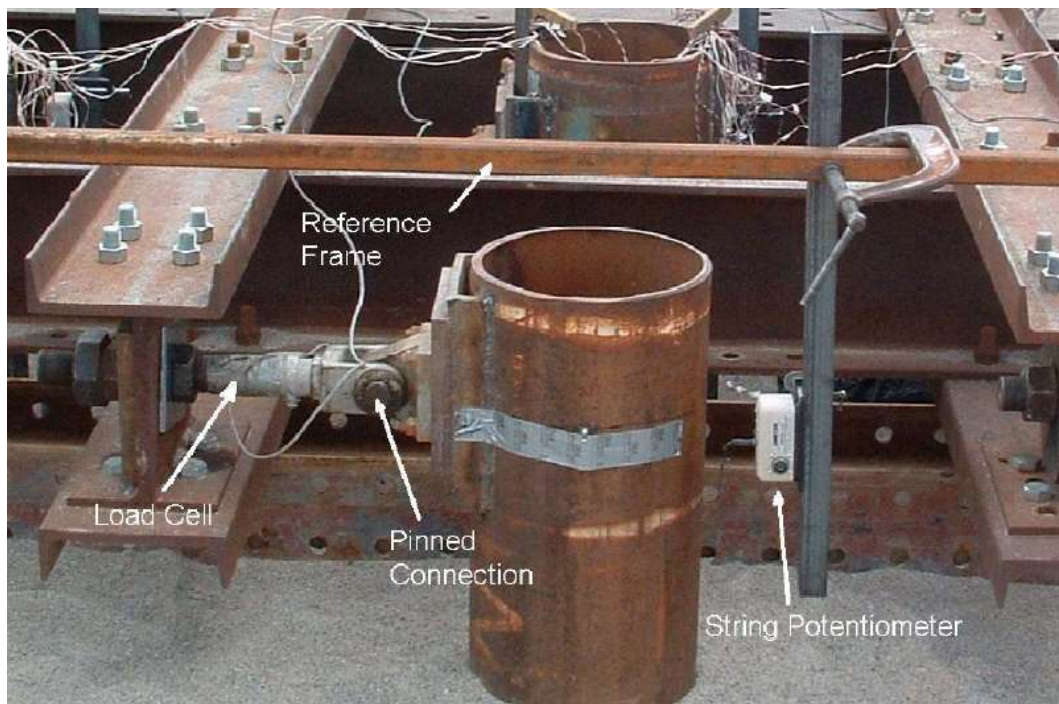


Figura 5.11: Conexão rotulada entre estrutura rija de vigas e cabeça de estaca. (WALSH 2005)

Todas as estacas foram fabricadas de acordo com as especificações ASTM A252 Grau 3. A seção transversal das estacas era tubular com diâmetro externo de 423 mm e espessura de 9,5 mm. O módulo de elasticidade das estacas é de 207 GPa. A ponta da estaca era de seção fechada.

A estrutura rija de vigas é movimentada por meio de dois macacos hidráulicos conectados a fundações muito rijas (com deslocamentos desprezíveis). Assim, ao passo que os macacos hidráulicos expandem a estrutura rígida pouco deforma e translada, deslocando a cabeça das estacas de maneira suficientemente igual (ver Figura 5.12).

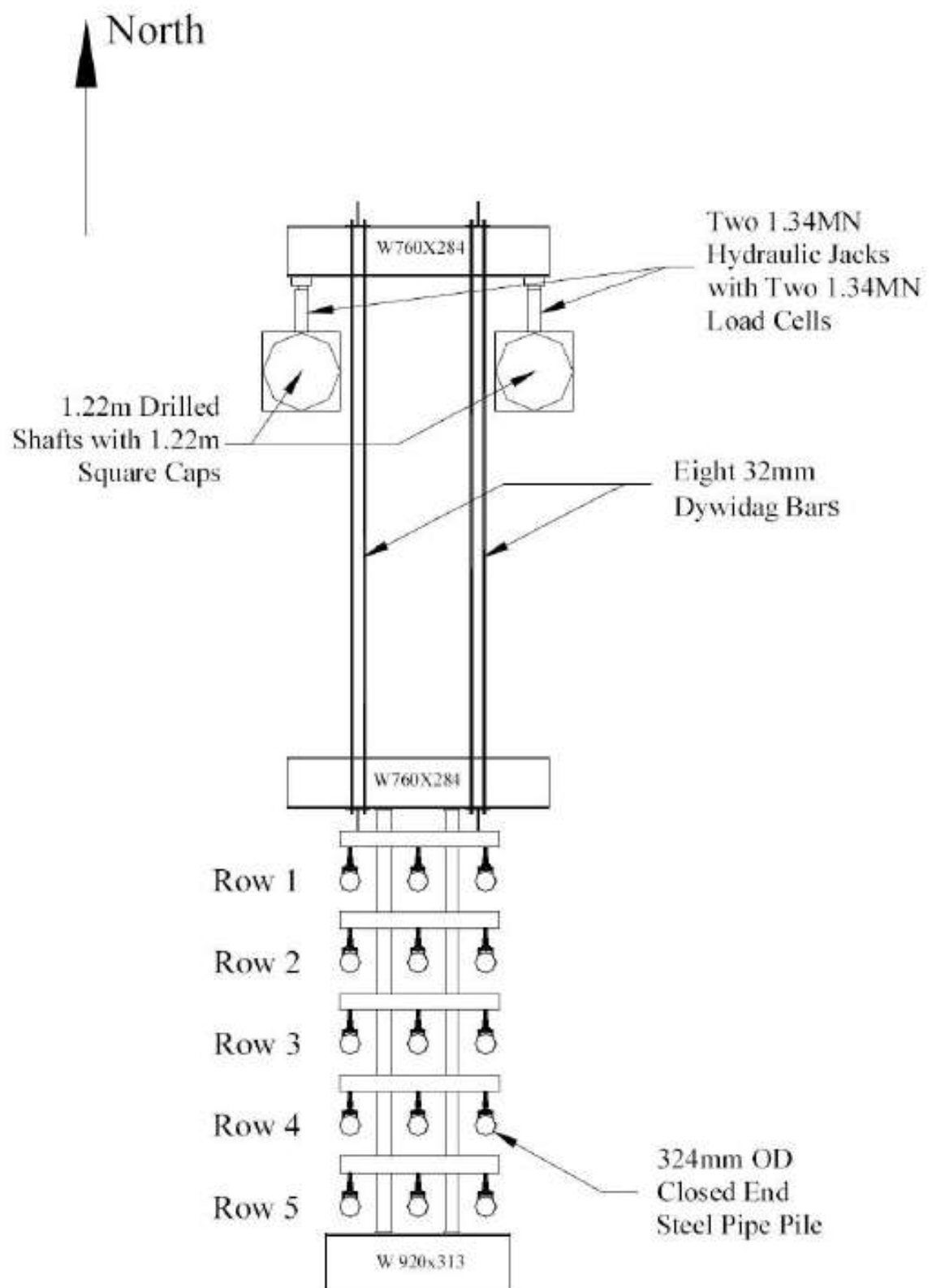


Figura 5.12: Desenho esquemático do sistema de carga do grupo de estacas retirado de SNYDER, 2004.

A instrumentação do experimento foi realizada por meio de *strain gages* dispostos ao longo do corpo das estacas e protegidos por cantoneiras soldadas ao longo do eixo das estacas (ver Figura 5.13). As medições de deformação destes *strain gages* foi utilizada para cálculo dos momentos fletores desenvolvidos a partir do carregamento do sistema.

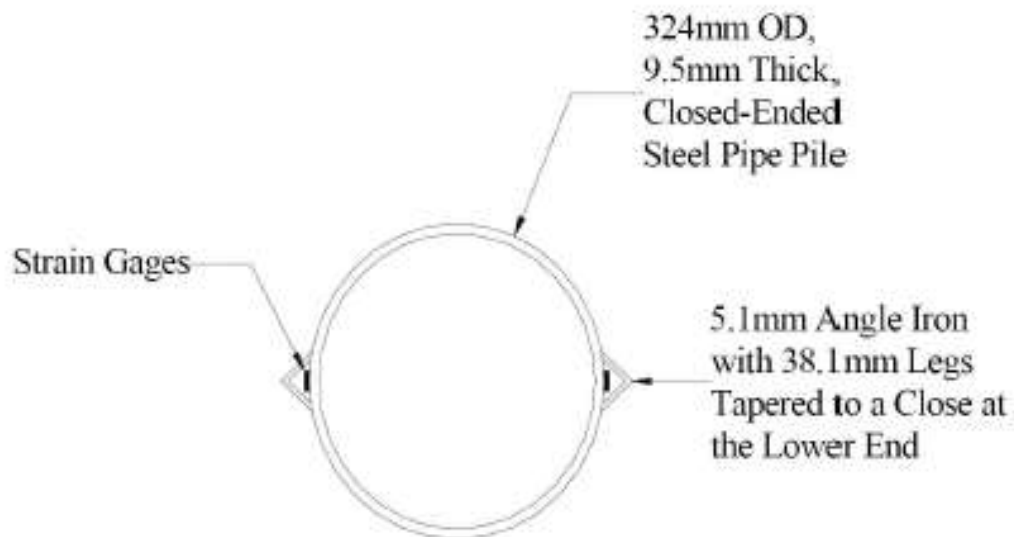


Figura 5.13: Disposição das cantoneiras protegendo os *strain gages*:

Além dos *strain gages* para medição dos momentos fletores, potenciômetros (com precisão de 0,25 mm) e transformadores diferenciais variáveis lineares (LVDTs) (com precisão de 0,127 mm) mediram o deslocamento lateral da cabeça das estacas.

Finalmente, para medir a carga aplicada, células de carga foram instaladas nos pontos de aplicação nas cabeças das estacas e também no ponto de aplicação de carga dos macacos hidráulicos.

WALSH, 2005, teve alguns problemas para medições dos momentos fletores devido a alguns incidentes que ocorreram durante o experimento. Inicialmente pretendia-se deslocar as cabeças das estacas progressivamente em 6, 13, 19, 25, 38, 51, 64 e 89 mm. Isto ocorreria em um intervalo total de 5 dias.

Entretanto, conforme relatado por WALSH, 2005, quando o passo de carga em busca do deslocamento de 51 mm estava em curso, um dos macacos hidráulico

escorregou e desalinhou algumas peças do sistema. Por este motivo um realinhamento foi necessário. Os medidores de superfície foram de fácil realinhamento, entretanto os *strain gages* ao longo do corpo da estaca perderam a confiabilidade.

Por fim, WALSH, 2005, apresenta resultados para o deslocamento e a distribuição de carga entre estacas alvo de 63 e 68 mm, entretanto para os momentos fletores foi somente possível obter resultados até um deslocamento de 38 mm na cabeça das estacas.

LARKELA, 2008, utilizou modelos computacionais para simular o experimento de WALSH, 2005. LARKELA, 2008, apresentou alguns modelos computacionais sendo um deles com o software SPLICE. O software SPLICE compõe o pacote Sesam, previamente utilizado neste estudo, e é o módulo responsável pelo cálculo não-linear de deslocamentos e esforços nas estacas conforme as curvas de resistência da norma API.

Um modelo pleno 3D do experimento em apreço será apresentado a fim de avaliar o potencial em prever o efeito de grupo por parte da modelagem com o software DIANA. O procedimento descrito no Capítulo 4 será adotado. Por fim, gráficos comparativos serão apresentados para as variáveis medidas no experimento e calculadas com SPLICE e DIANA.

As propriedades do solo extraídas dos testes geotécnicos de WALSH 2005 e também propriedades das estacas empregadas por LARKELA 2008 para cálculo conforme API estão dispostos nas Tabelas 5.1 e 5.2.

A partir dos dados das Tabelas 5.1 e 5.2, e seguindo o procedimento descrito no Capítulo 4, um modelo constitutivo de Mohr-Coulomb foi montado para ser utilizado no software DIANA. Os valores utilizados estão dispostos na Tabela 5.3.

Tabela 5.1: Parâmetros do solo utilizados por LARKELA 2008 no software SPLICE

Parâmetro	Areia 1	Argila 1	Argila 2	Argila 3	Areia 2	Argila 4	Areia 3
Profundidade [m]	0 - 2,4	2,4 - 2,7	2,7 - 3,7	3,7 - 4,6	4,6 - 6,3	6,3 - 8,0	8,0 - 15,0
γ [kN/m ³]	16,7	19,1	19,1	19,1	18,1	19,1	16,7
s_u [kPa]	0	41	50	40	0	57	0
ϕ [graus]	40	0	0	0	38	0	33
ϵ_{50}	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
J_e	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
t_{comp} [kPa]	38	41	50	40	29	57	23
t_{tens} [kPa]	19	41	50	40	15	57	12
$t_{res}/t_{m\acute{a}x}$	1,0	0,8	0,8	0,8	1,0	0,8	1,0
z_{tres} [mm]	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Q_p [kPa]	7660	372	450	360	5743	512	4599
z/D	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07

Nível d'água a 2,13 m abaixo da superfície

Tabela 5.2: Parâmetros das estacas utilizados por LARKELA 2008 no software SPLICE

Parâmetro	Estacas laterais	Estacas centrais
γ [kN/m ³]	28	28
Diâmetro externo [mm]	324	324
Espessura [mm]	9,5	9,5
Tensão de escoamento [MPa]	405	405
Módulo de elasticidade [GPa]	207	207
EI [kNm ²]	29600	24010
EA [MN]	2104	1943
Condição de ponta	Livre	Livre

Ponto de aplicação da carga a 0,483 m
acima da superfície

Tabela 5.3: Parâmetros utilizados para montar o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb no DIANA

Parâmetro		Areia 1	Argila 1	Argila 2	Argila 3	Areia 2	Argila 4	Areia 3
Profundidade [m]		0 - 2,4	2,4 - 2,7	2,7 - 3,7	3,7 - 4,6	4,6 - 6,3	6,3 - 8,0	8,0 - 15,0
Elasticidade	E [kPa]	25000 - 55000						
	ν	0,3						
	γ [kN/m ³]	16,7	19,1	19,1	19,1	18,1	19,1	16,7
Plasticidade	c	0	41	50	40	0	57	0
	ϕ	40	0	0	0	38	0	33
	ψ	0	0	0	0	0	0	0
	Tração [kPa]	0	0	0	0	0	0	0
In situ	K_0	0,6	1,0	1,0	1,0	0,6	1,0	0,6
Nível d'água a 2,13 m abaixo da superfície								

Com as propriedades do modelo constitutivo definidas, a geometria do experimento foi modelada no ambiente DIANA. As estacas foram modeladas com elementos de estaca quadráticos, conforme descrito no Capítulo 3; e o solo com elementos sólidos tetraédricos com 4 nós e 3 faces e elementos prismáticos com 6 nós e 5 faces, ambos lineares (ver Figuras 5.14 a 5.16).

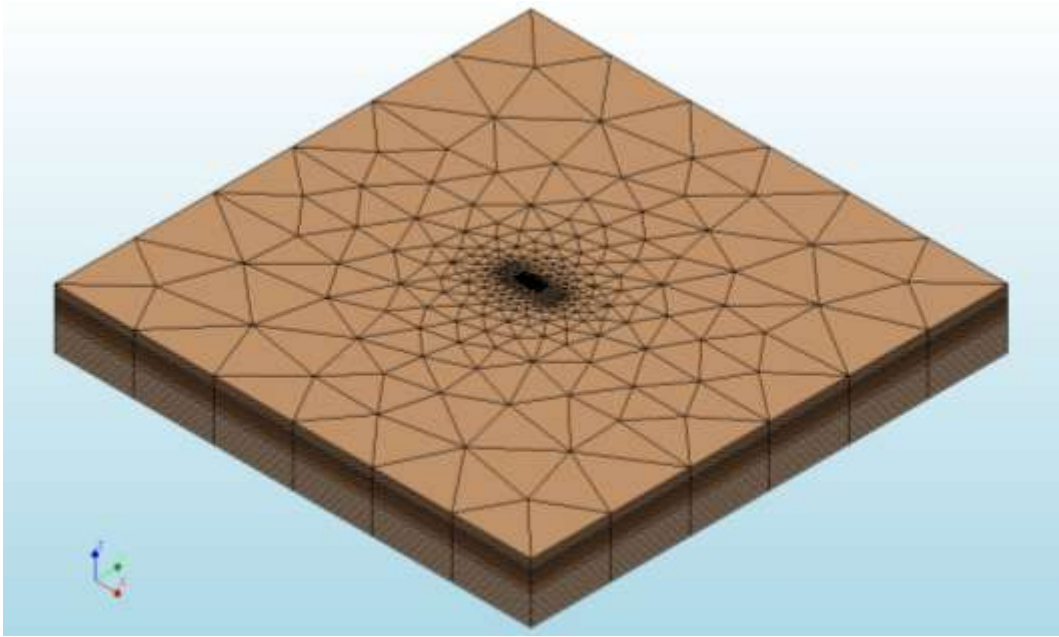


Figura 5.14: Vista isométrica do domínio modelado.

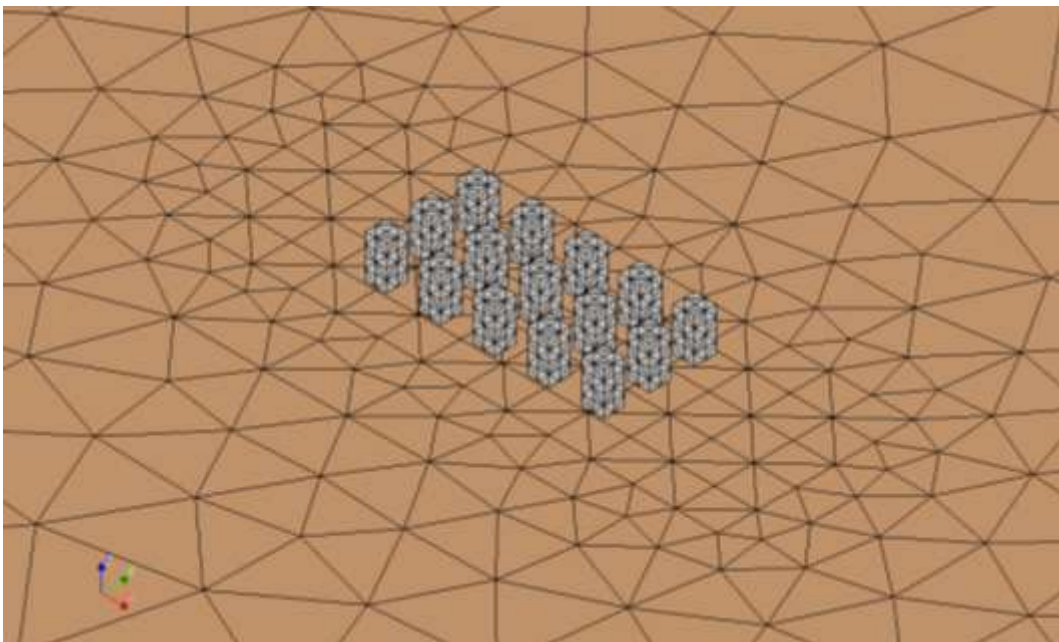


Figura 5.15: Vista dos blocos modelados para aplicação dos deslocamentos à cabeça das estacas.
Os elementos de estaca devem sempre estar dentro de elementos sólidos no software DIANA.

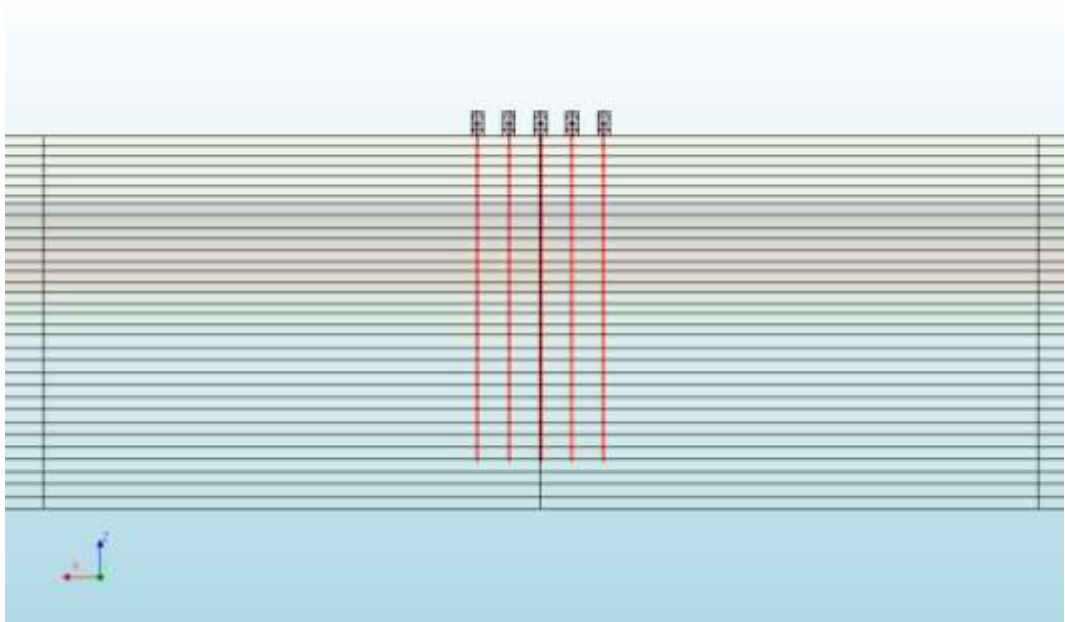


Figura 5.16: Vista lateral das estacas em vermelho no interior da malha de elementos sólidos

A carga foi aplicada às estacas por meio de deslocamentos prescritos em passos de 1 mm. Foi realizado um teste de sensibilidade dos passos de carga para 2 mm, 1 mm e 0,5 mm. O caso de 2 mm dificultou muito a convergência do problema não-linear (plastificação do solo). Os passos de 1 mm e 0,5 mm apresentaram boa convergência, sendo que os resultados não foram muito diferentes. Por este motivo o passo de 1 mm foi escolhido.

Além dos deslocamentos prescritos, os pesos próprios do solo e das estacas foram aplicados em fases de carga. Primeiramente as tensões no solo foram calculadas considerando a razão K_0 para cálculo de tensões horizontais e o peso próprio e empuxo para as tensões verticais.

Em seguida os elementos de estaca foram inseridos, e neste momento os deslocamentos foram liberados para cálculo de recalques e tensões advindas do peso próprio das estacas.

Finalmente os passos de deslocamentos prescritos foram aplicados até o deslocamento de 89 mm, conforme se pretendia no estudo experimental.

Resultados de diagrama de momento fletor e cortante, além da deformada das estacas foram utilizados para efeito de comparação com os dados experimentais disponíveis.

A seguir uma série de gráficos comparativos (Figuras 5.17 a 5.37) com resultados extraídos do modelo em DIANA, do modelo em SPLICE de LARKELA 2008, e do experimento de WALSH 2005 será exibida; e em seguida discutidos. Os resultados gráficos do software DIANA que geraram os gráficos apresentados estão dispostos no Apêndice A.

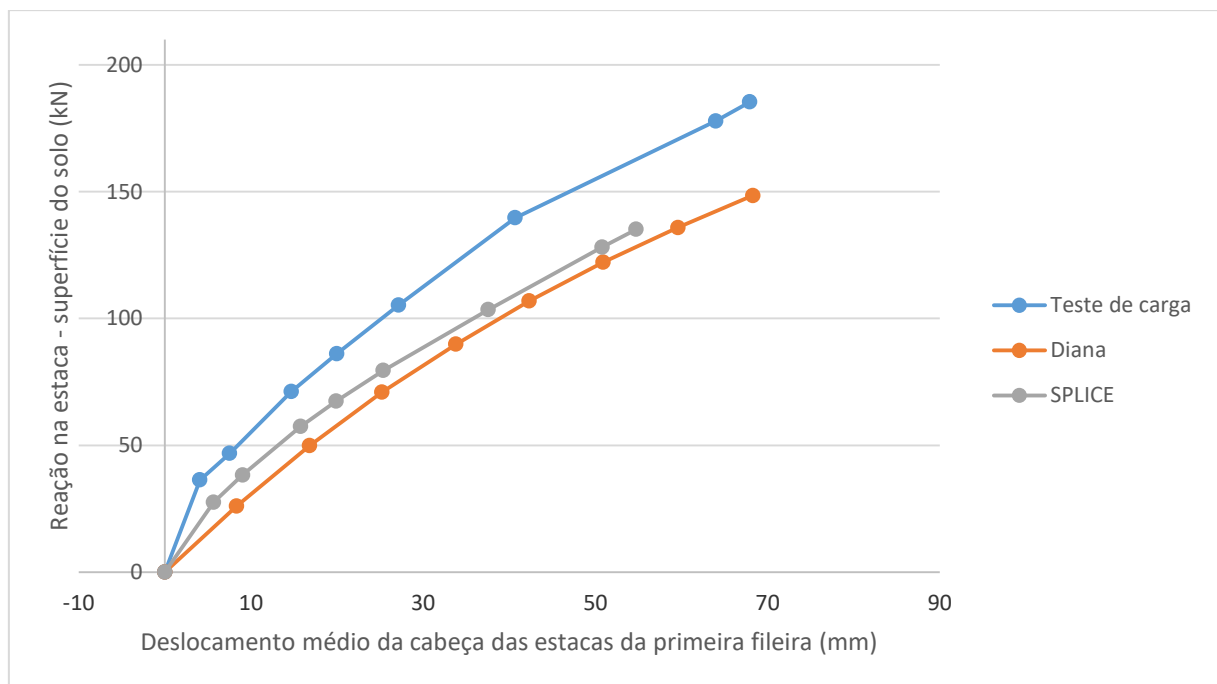


Figura 5.17: Comparativo do deslocamento por reação médio da primeira fileira de 03 estacas

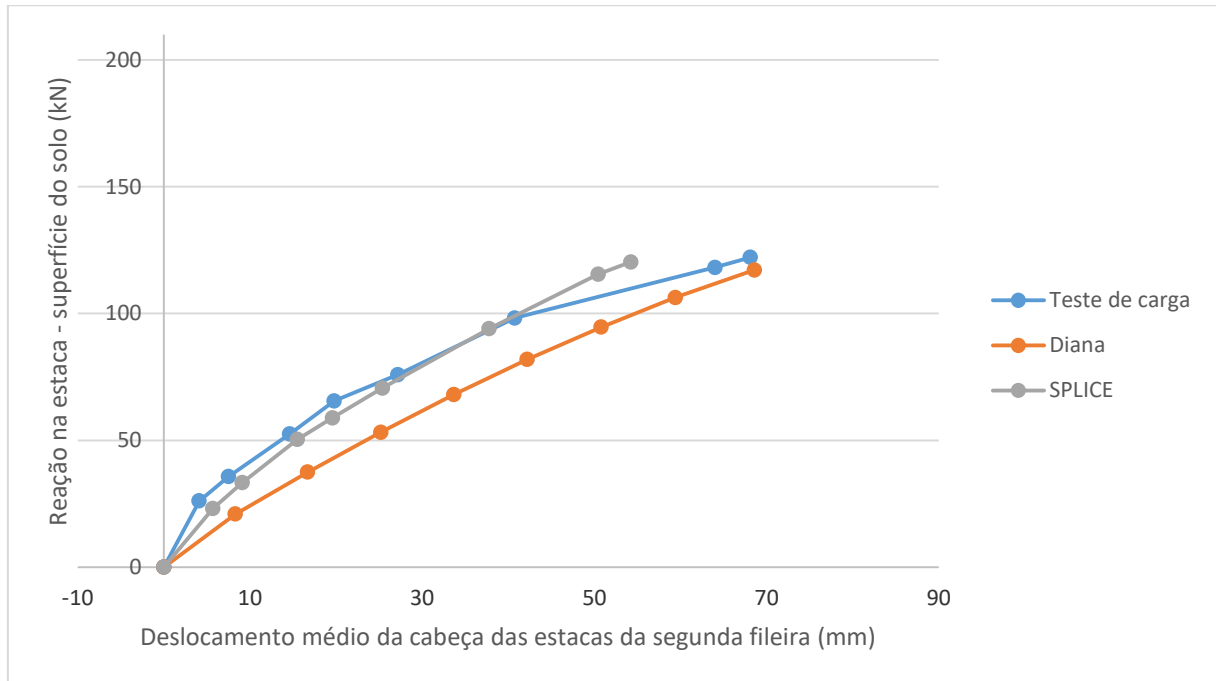


Figura 5.18: Comparativo do deslocamento por reação médio da segunda fileira de 03 estacas

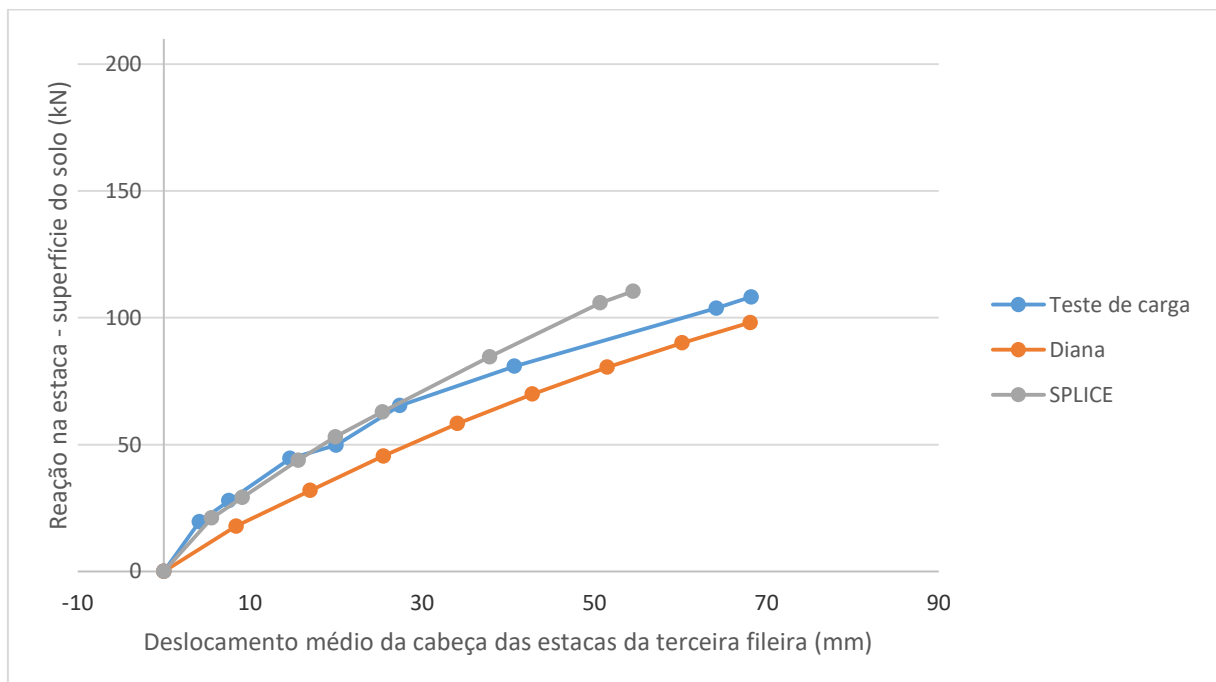


Figura 5.19: Comparativo do deslocamento por reação médio da terceira fileira de 03 estacas

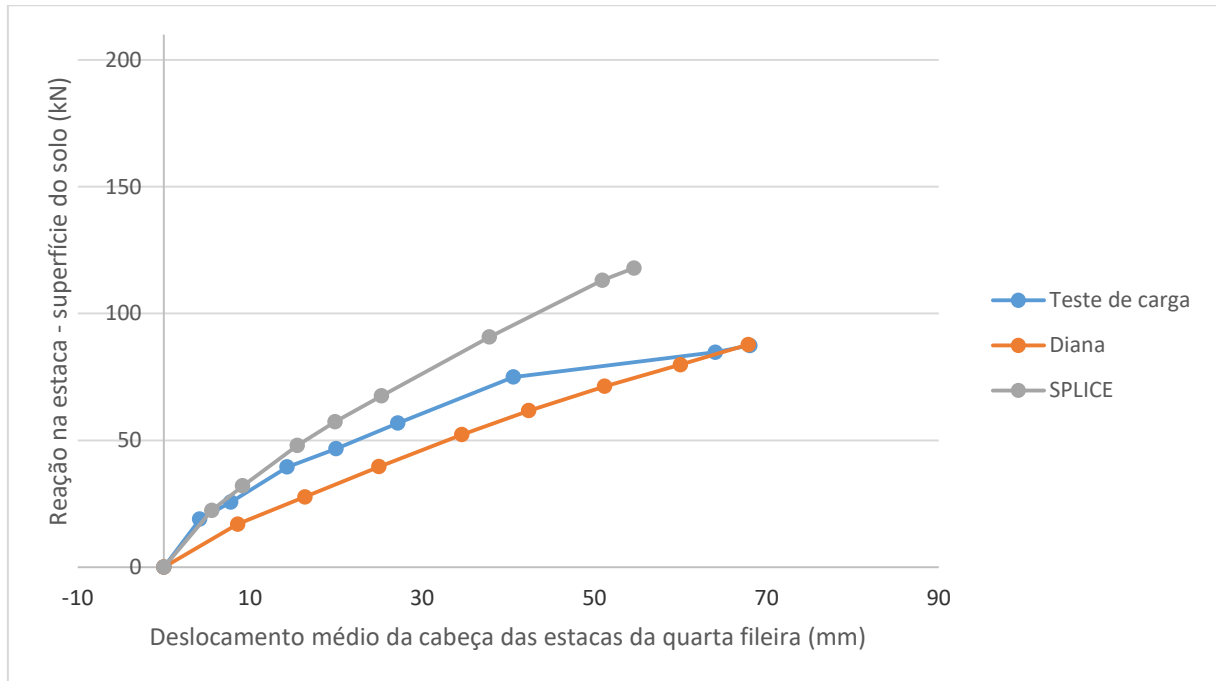


Figura 5.20: Comparativo do deslocamento por reação médio da quarta fileira de 03 estacas

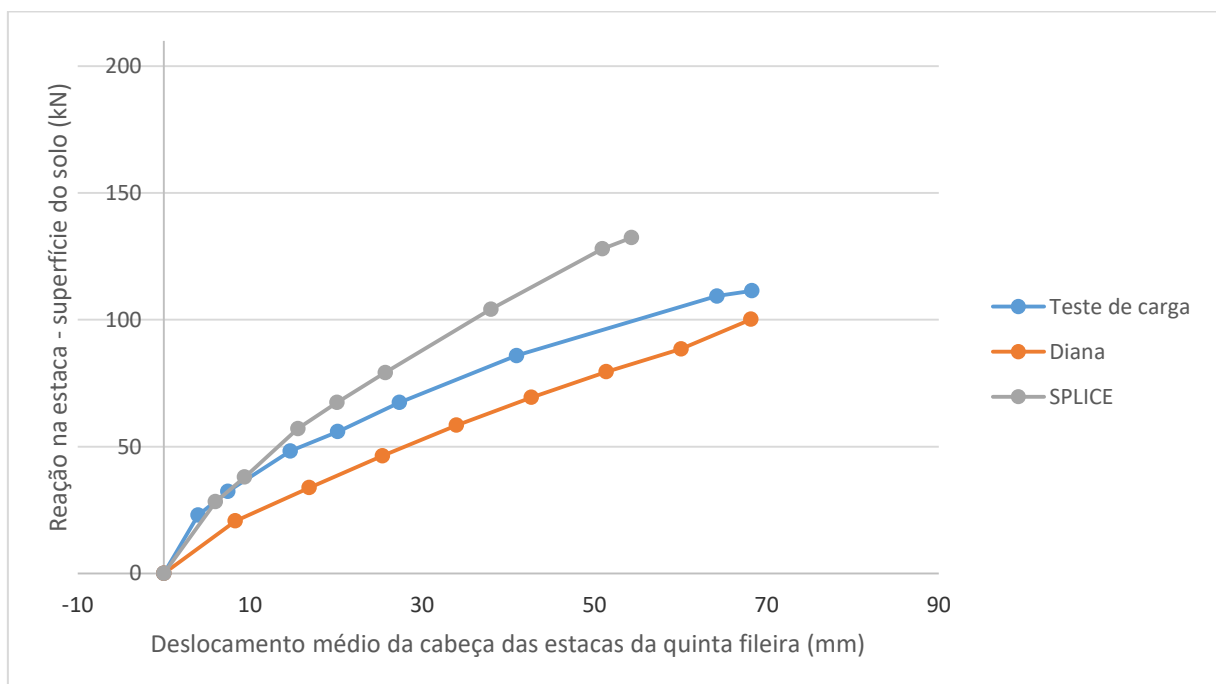


Figura 5.21: Comparativo do deslocamento por reação médio da quinta fileira de 03 estacas

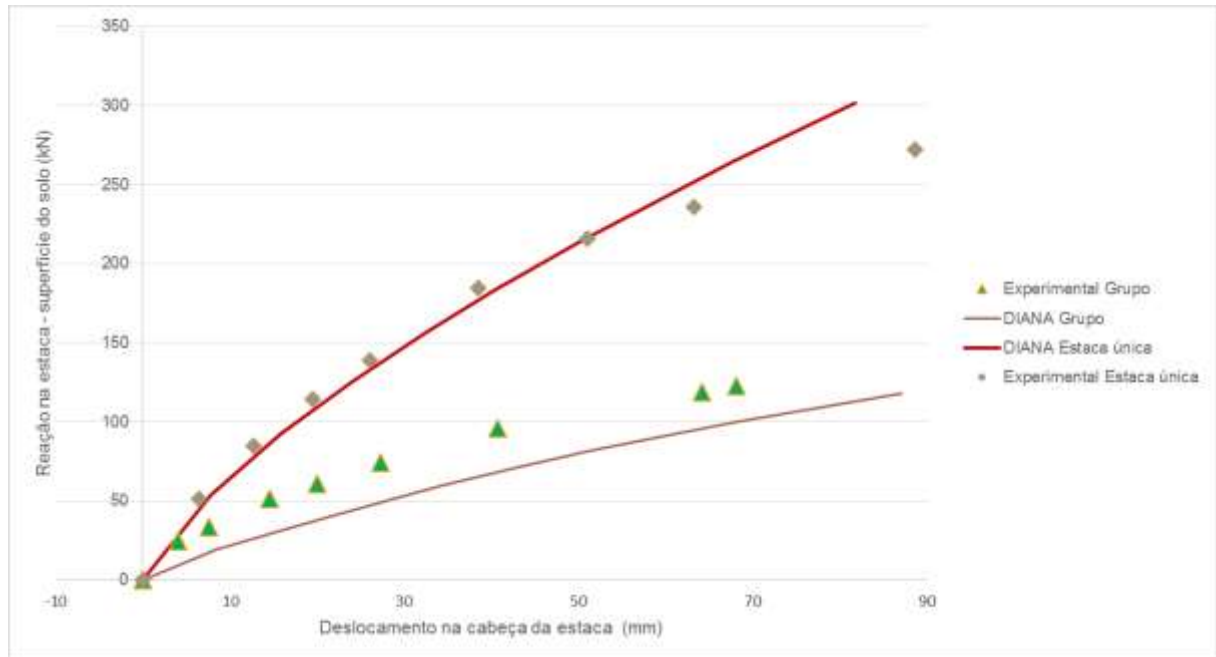


Figura 5.22: Comparativo de reação por deslocamento para estaca única entre modelo experimental e modelo pleno 3D no DIANA; e comparativo de média de reações no grupo por média de deslocamentos no grupo entre o modelo experimental o modelo pleno 3D no DIANA.

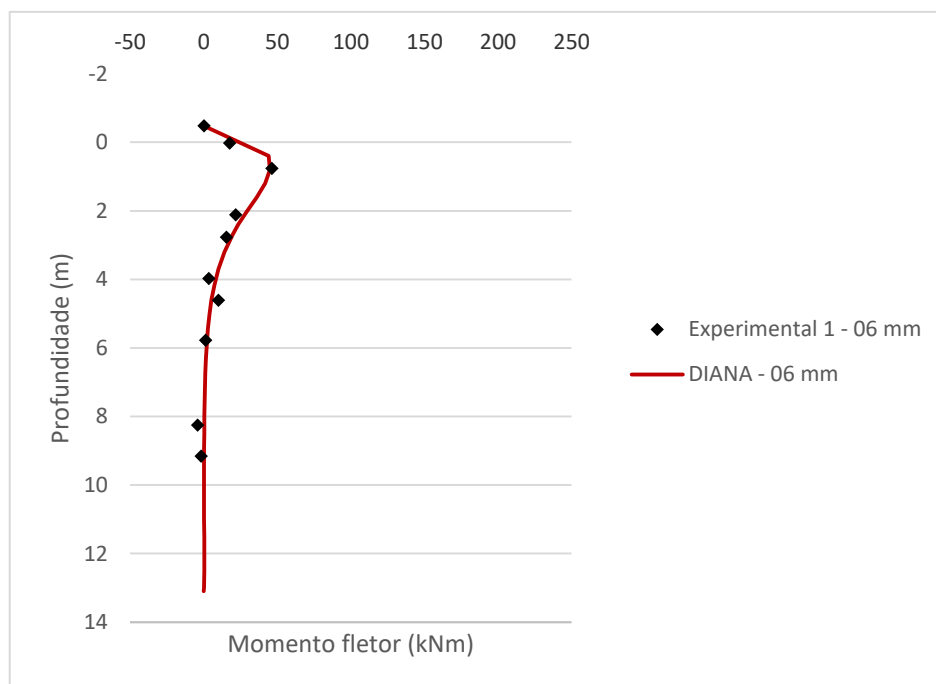


Figura 5.23: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileria 1 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.

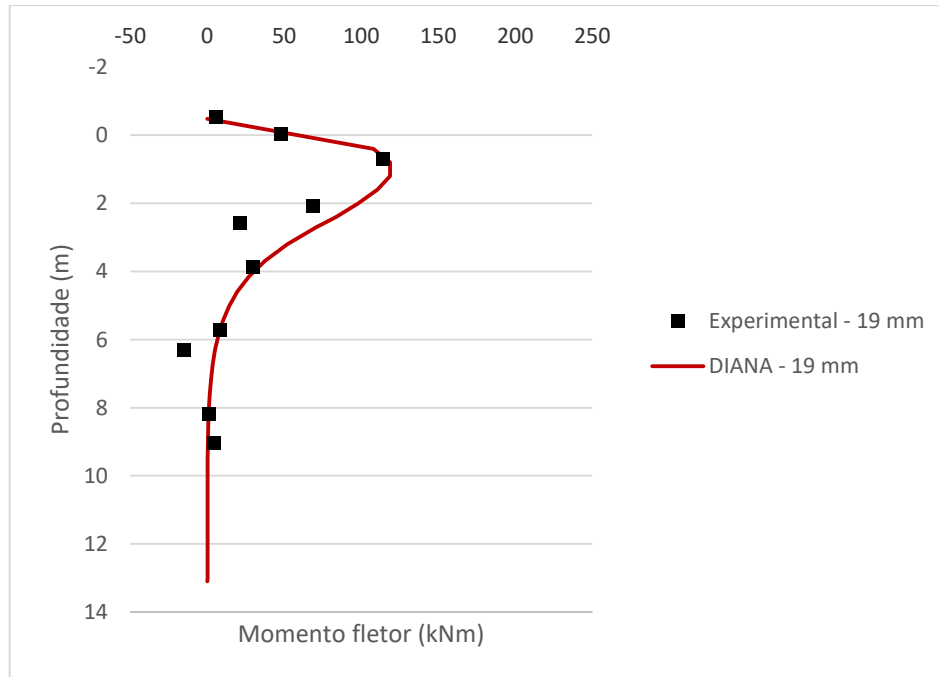


Figura 5.24: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 1 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.

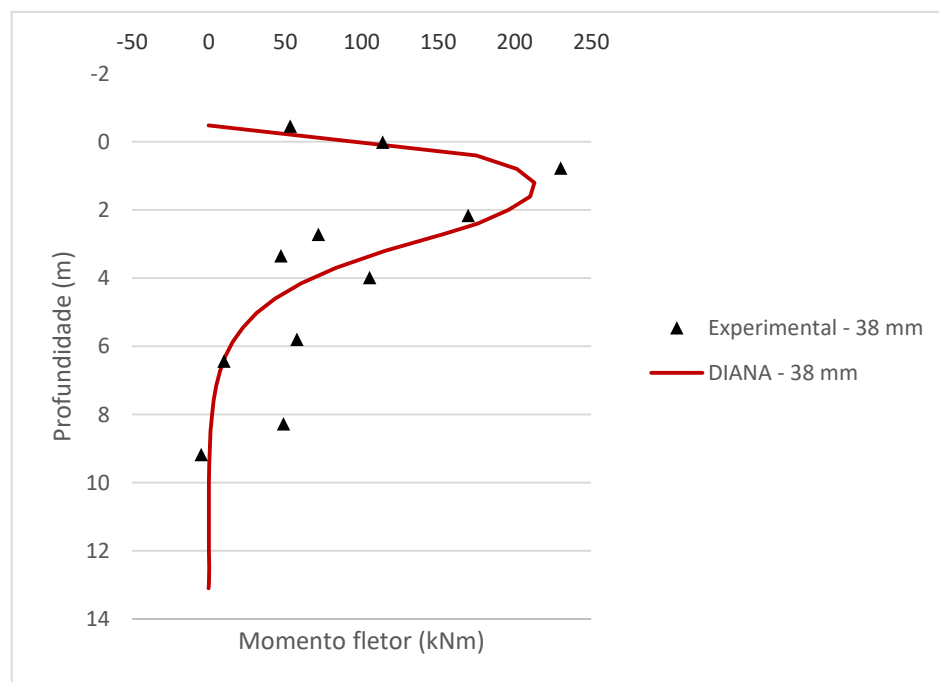


Figura 5.25: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 1 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.

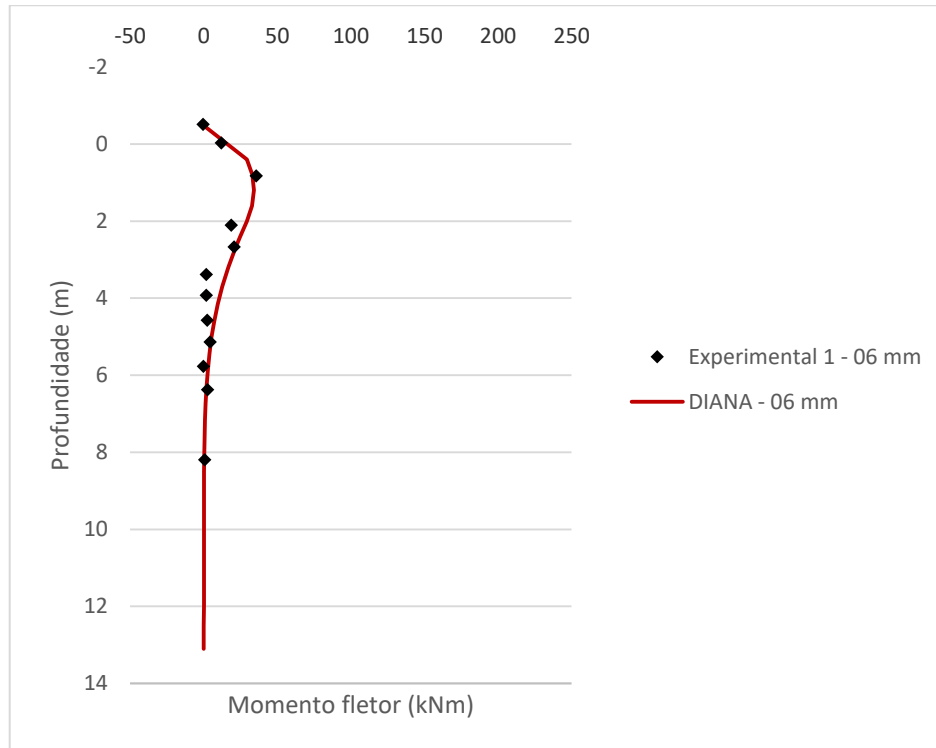


Figura 5.26: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 2 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.

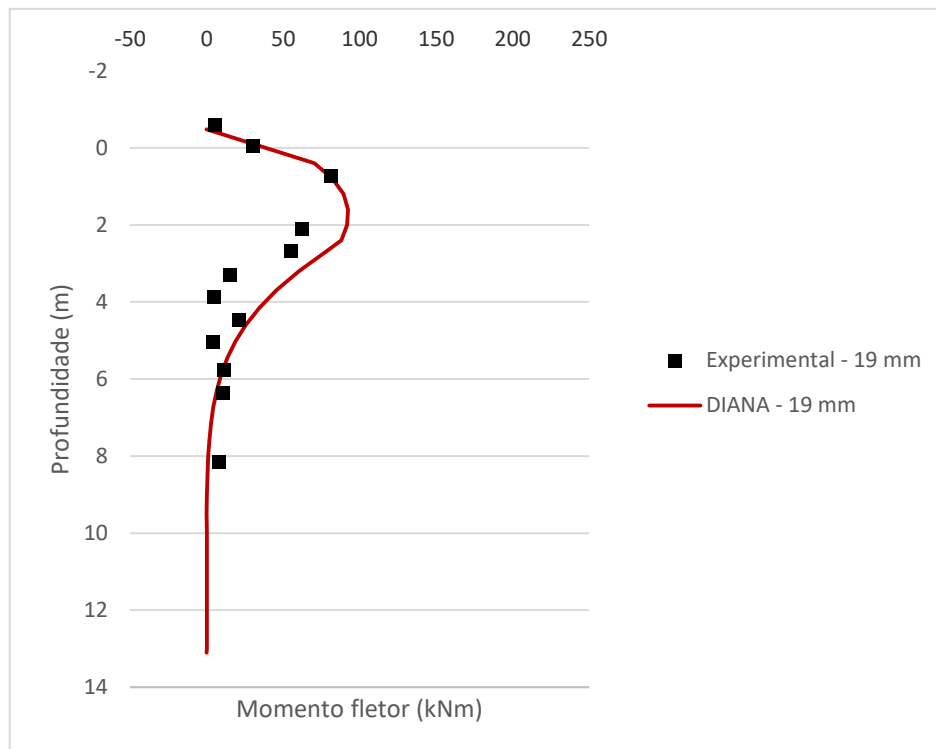


Figura 5.27: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 2 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.

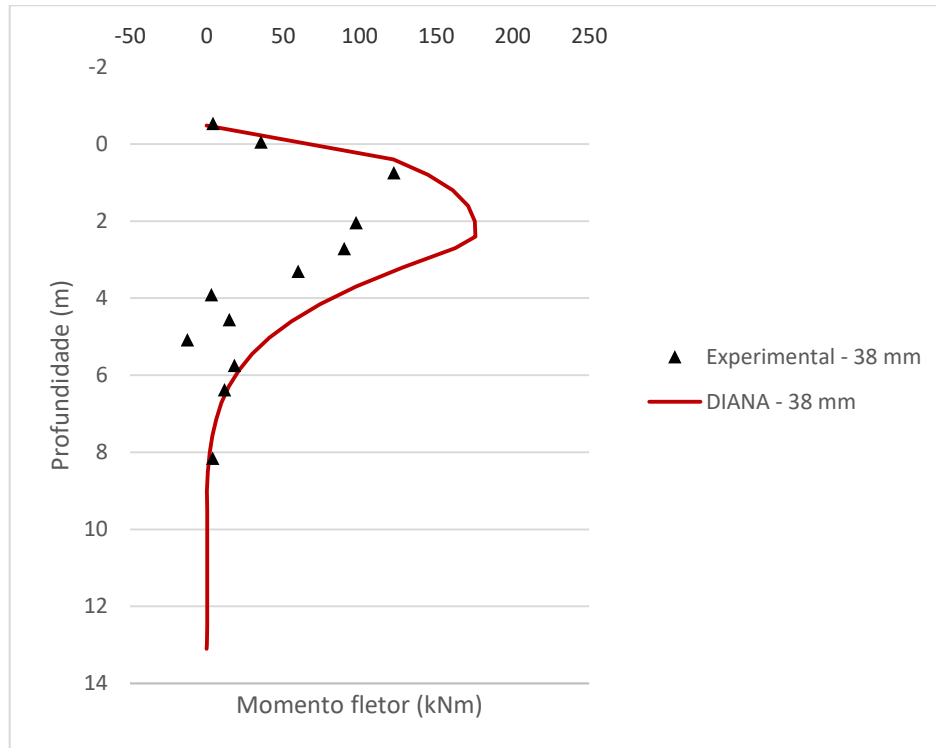


Figura 5.28: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 2 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.

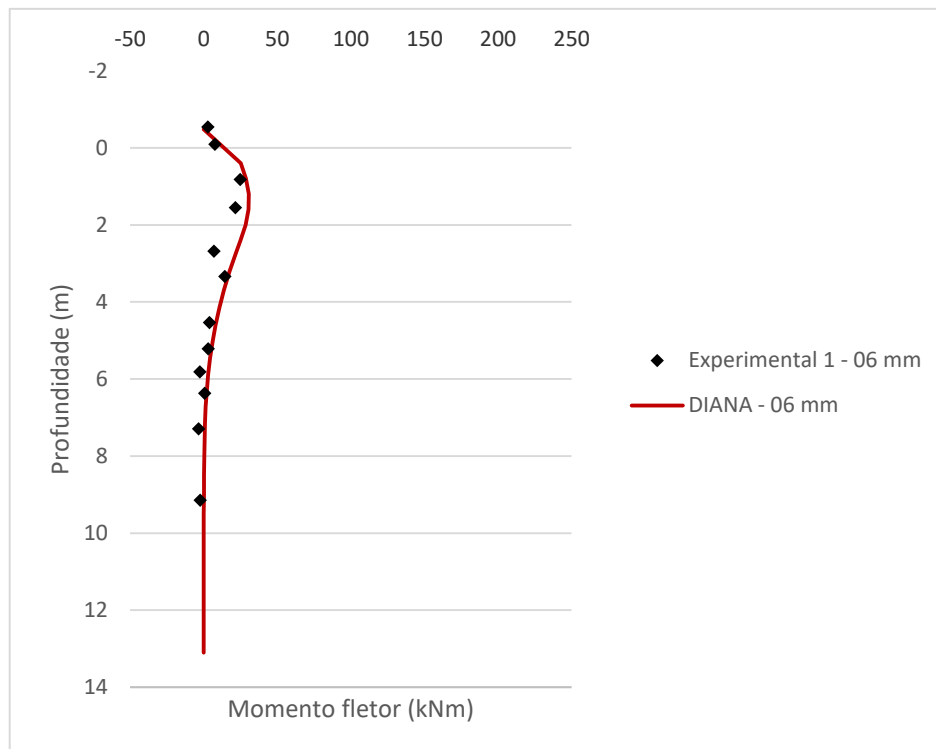


Figura 5.29: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 3 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.

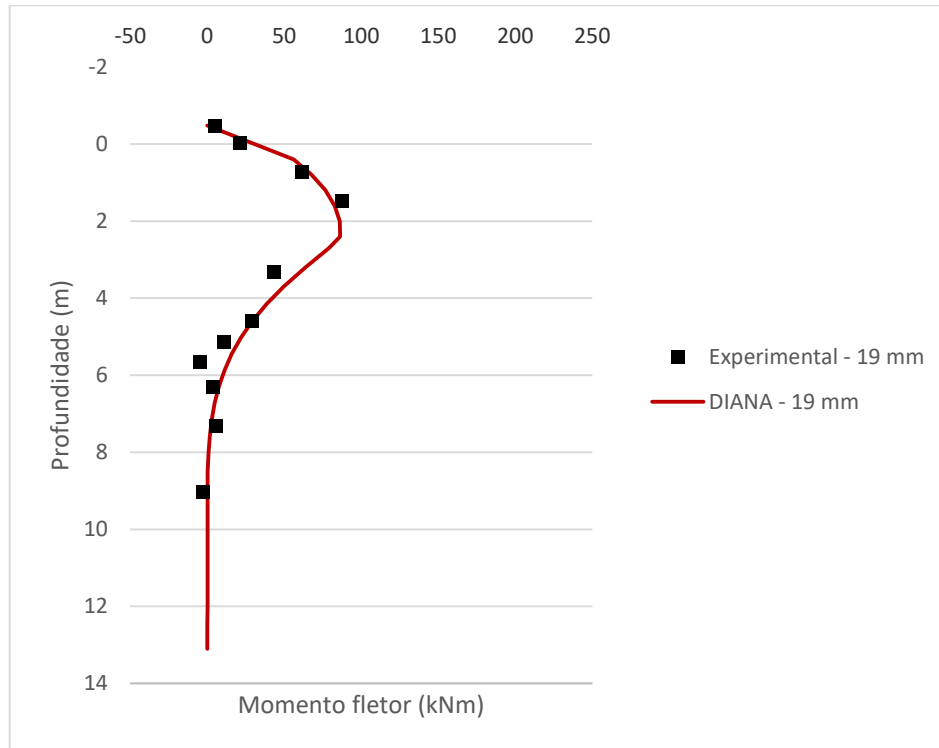


Figura 5.30: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 3 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.

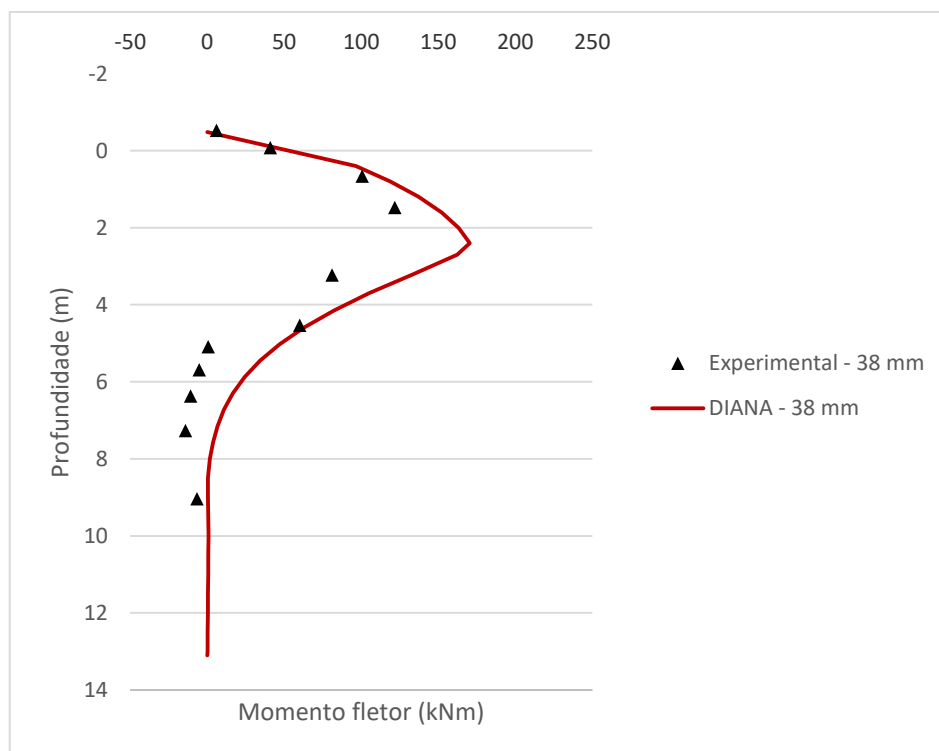


Figura 5.31: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 3 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.

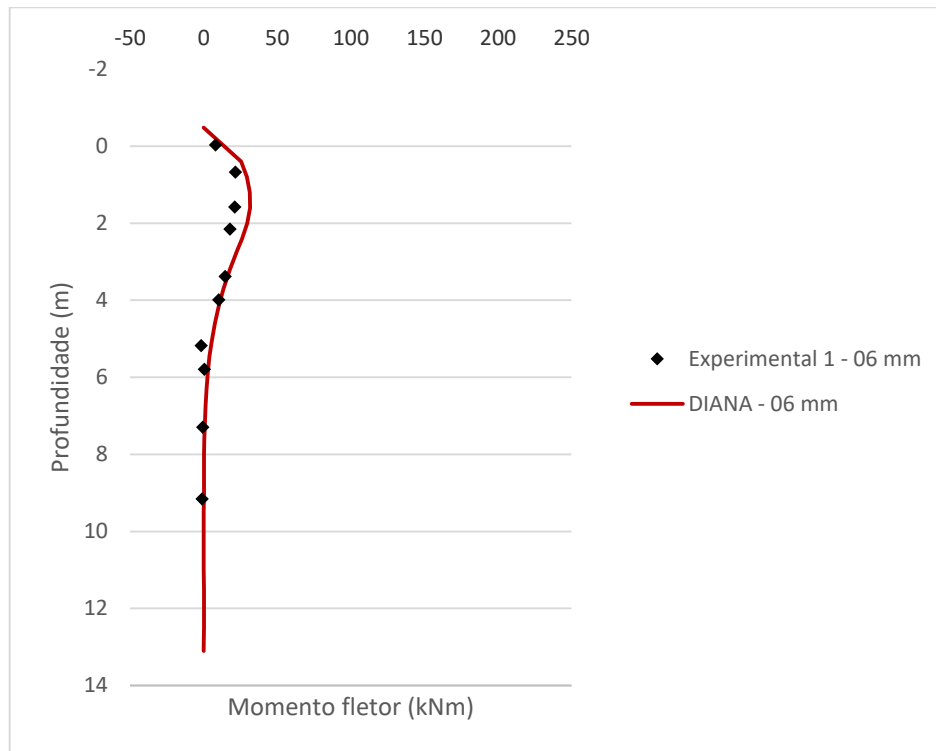


Figura 5.32: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 4 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.

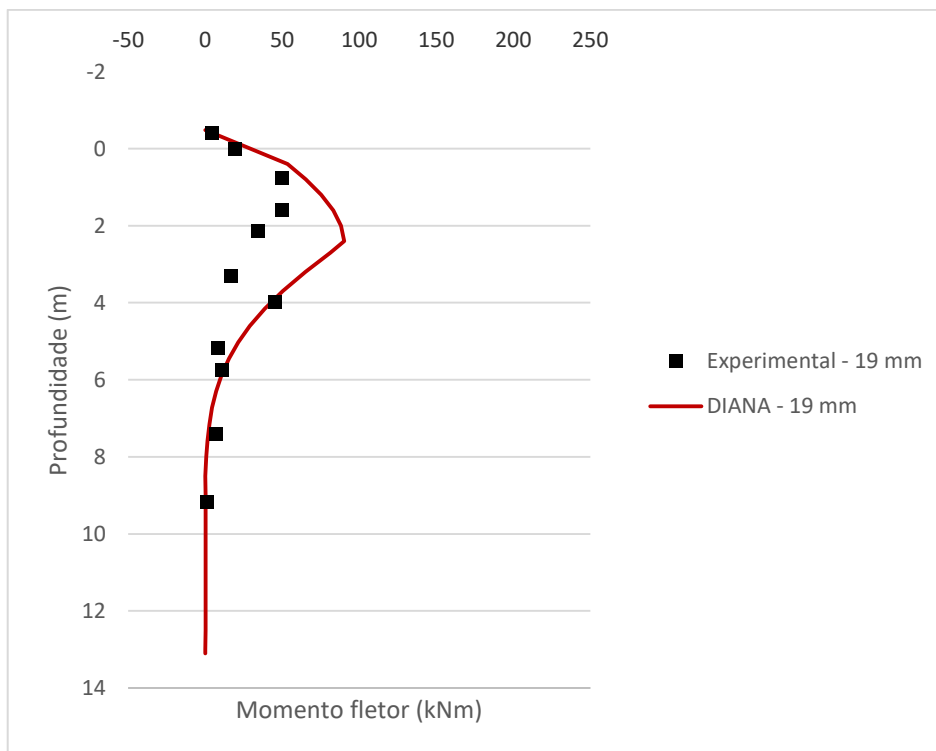


Figura 5.33: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 4 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.

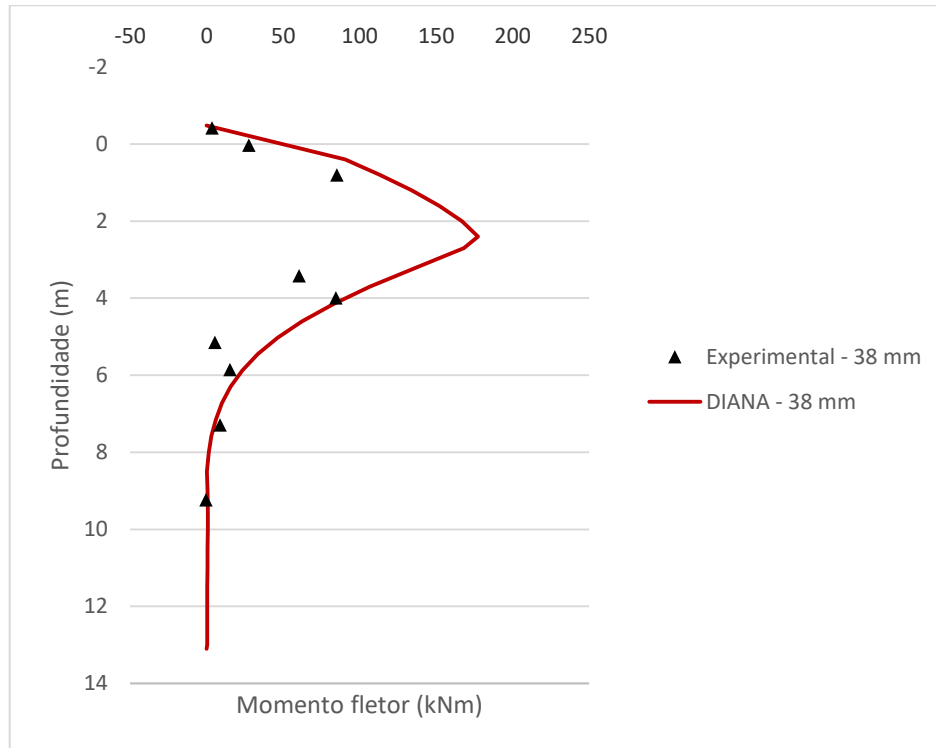


Figura 5.34: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 4 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.

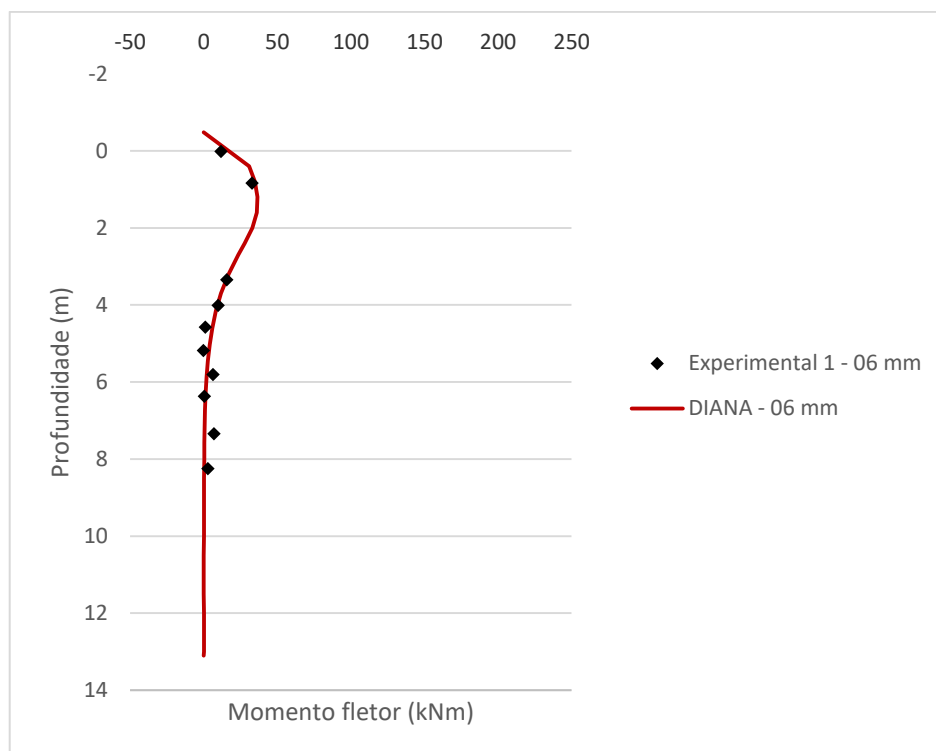


Figura 5.35: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 5 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 6 mm do grupo de estacas.

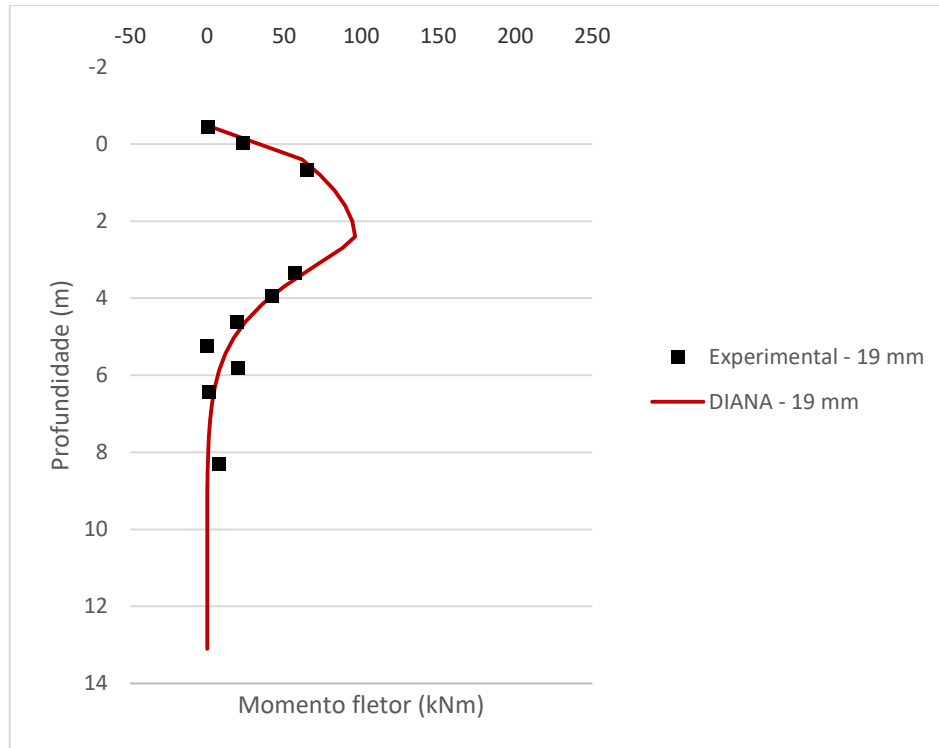


Figura 5.36: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 5 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 19 mm do grupo de estacas.

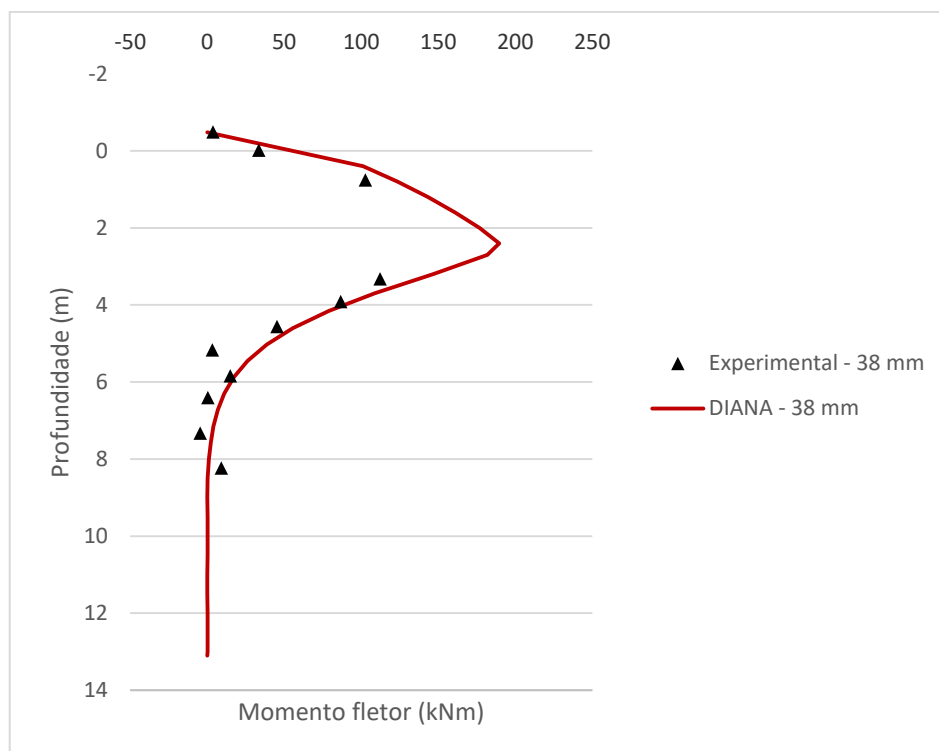


Figura 5.37: Gráfico comparativo de Diagrama de Momentos Fletores médio da fileira 5 entre DIANA e o experimento de WALSH 2005, com deslocamento de 38 mm do grupo de estacas.

De maneira geral, os gráficos comparativos das Figuras 5.18 a 5.21 mostram que a flexibilidade do modelo pleno 3D em DIANA apresentou boa concordância com os resultados obtidos experimentalmente. Isto não aconteceu com os resultados do modelo SPLICE que considera a plastificação do solo apenas pelas curvas de resistência da API e a interação entre estacas elástica de MINDLIN 1936. O modelo SPLICE de LARKELA 2008 apresenta resultados, em geral de menor flexibilidade.

A exceção ao comentário do parágrafo anterior foi a primeira fileira cujo gráfico comparativo está na Figura 5.17. Para esta fileira o resultado de DIANA e SPLICE foram parecidos, e o modelo experimental apresentou menor flexibilidade, um efeito de endurecimento.

A respeito do DIANA e do modelo experimental, pode-se observar uma maior rigidez inicial no modelo experimental. Isto pode ter ocorrido pela utilização do modelo constitutivo simplificado de Mohr-Coulomb, sem consideração de rigidez variável (endurecimento) devido à pressão de confinamento. Como já justificado no capítulo 4, o objetivo deste estudo era propor um procedimento que montasse um modelo pleno 3D com os parâmetros já utilizados pelo método API para obtenção das curvas de resistência. Entretanto, os resultados levam a crer que um melhor modelo constitutivo, embasado em dados geotécnicos consistentes poderia prever ainda melhor os resultados para os deslocamentos das estacas sob efeito de grupo.

Finalmente, a Figura 5.22 exhibe o fenômeno do efeito de grupo quando compara o comportamento da estaca única com o grupo de estacas. Pode-se observar que a média das reações das 15 estacas é inferior a reação da estaca única para um mesmo deslocamento da cabeça da estaca. Portanto, há uma flexibilização do sistema e o recalque é maior para atingir uma mesma reação quando se tem um grupo de estacas. Cabe observar que os valores médios experimental e do modelo pleno 3D em DIANA apresentaram boa concordância, assim como os valores para a estaca única.

As figuras 5.23 a 5.37 comparam o Diagrama de Momentos Fletores obtido com o modelo pleno 3D em DIANA e o que foi medido por WALSH 2005. Pode-se verificar que os resultados do modelo computacional tiveram bastante concordância com o que foi medido no experimento.

As comparações feitas fileira a fileira permitem avaliar a capacidade do modelo de representar uma distribuição de esforços precisa entre as estacas do grupo. Os gráficos comparativos mostraram que a distribuição calculada pelo modelo teve boa concordância com o que foi obtido experimentalmente, validando, portanto, a eficiência do procedimento proposto para montar o modelo computacional em DIANA.

6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS

A norma API-RP2A, que se destina ao projeto de plataformas offshore fixas, define um modelo de análise de fundações em estacas baseado no modelo de HETÉNYI, 1946 da viga sobre base elástica, onde a resistência do solo é especificada através de curvas não lineares para as resistências axial de atrito e ponta e lateral. Os parâmetros para essas curvas são definidos de maneira simples e eficiente.

Surpreende, contudo, que um modelo ultrapassado continue a ser usado, pelo fato de haver hoje no mercado bons programas de elementos finitos com comportamento não linear do solo e que a essa altura analisam os problemas em tempo aceitável. Exatamente por isso, esse trabalho começou tendo como proposta sugerir um procedimento para montagem de um modelo pleno 3D do solo em elementos finitos utilizando o software DIANA.

Não demorou muito, todavia, para que ficasse claro que a aparente defasagem tecnológica da API-RP2A tem uma razão plausível de ser, qual seja, a vasta base técnica existente na literatura para a definição de curvas T-Z, Q-Z e P-Y, contrastando do a pouca informação disponível para a definição de modelos de solo 3D equivalentes.

Em vista do acima exposto o objetivo do presente trabalho sofreu um redirecionamento passando a focar em um exemplo específico de um grupo de 15 estacas que foi devidamente testado através da medição de cargas e deslocamentos, analisado pelo método contido na API-RP2A e novamente pelo método de elementos finitos com um modelo 3D completo, que a essa altura do desenvolvimento tecnológico computacional são perfeitamente factíveis, independente do tamanho do modelo 3D de solo adotado.

Para justificar esta última declaração é interessante ver o tamanho e a duração das análises realizadas no âmbito desse trabalho. Além do modelo de 15 estacas de 13 m de comprimento citado acima, foi considerado também um modelo apenas teórico com 5 estacas de 100m de comprimento. As rodadas computacionais desse segundo modelo teórico tomaram em média 689 segundos, sendo que o

modelo possuía 103,851 graus de liberdade para os elementos sólidos e 4,178 graus de liberdade para as 5 estacas. A matriz rigidez a ser resolvida, descontando os graus de liberdade definidos nas condições de contorno, resultou em 105,172 linhas e colunas, sendo 2,264,697 elementos não-nulos. Já para o exemplo experimental, as rodadas computacionais tomaram em média 617 segundos, sendo que o modelo possuía 33,456 graus de liberdade para os elementos sólidos e 5,745 graus de liberdade para as 15 estacas. A matriz rigidez a ser resolvida, descontando os graus de liberdade definidos nas condições de contorno, resultou em 37,756 linhas e colunas, sendo 2,119,970 elementos não-nulos.

Constatado que não seria possível prover nesta tese dados 3D para o solo equivalentes às curvas da API, foi sugerido ao desenvolvimento do DIANA que fossem oferecida no software a possibilidade de realizar as análises pelos dois métodos, inclusive fazendo a parte de efeito de grupo, não disponível no método de viga sobre base elástico, utilizando o 3D, conforme sugerido na própria API (método de FOCHT e KOCH,1973). Isso permitiria que no futuro todos os projetistas pudessem procurar usar os dois métodos, fornecendo assim subsídios para que o alvo não atingido na presente tese pudesse ser alcançado por outros.

No presente trabalho foram analisados, portanto os dois modelos supracitados, um exemplo teórico e em um exemplo experimental, de maneira a verificar os benefícios de modelar o solo em elementos finitos, tanto para estaca única quanto para grupo de estaca, considerando efeito de grupo.

O exemplo teórico avaliou os deslocamentos verticais e laterais desenvolvidos pela estaca sob esforços na cabeça da mesma. Os gráficos comparativos para a estaca única mostraram boa concordância, o que permitiu confirmar que o modelo pleno 3D proposto pode representar corretamente os resultados do método das curvas de resistência da API.

Embora as curvas de resistência funcionem bem para estacas únicas, o que foi confirmado ao longo da história em diversos projetos em que foram usadas, para o método proposto pela norma API para grupos de estaca não se pode afirmar o mesmo. A própria norma atenta para casos em que os métodos propostos diferem bastante dos resultados medidos em campo.

De maneira a avaliar uma possível vantagem do método dos elementos finitos para modelar o solo, com relação aos métodos de norma, para avaliar o efeito de grupo; buscou-se verificar o procedimento em um estudo experimental de efeito de grupo.

O estudo experimental de WALSH, 2005 foi eleito, e o modelo computacional de LARKELA, 2008 que se baseia na teoria da norma API, foram utilizados como referência para avaliar o modelo pleno 3D.

Como a proposta deste trabalho era partir do que já é utilizado na norma, optou-se por não utilizar modelos constitutivos muito sofisticados para solo. Entretanto, faz-se a ressalva de que o modelo pleno 3D possui o potencial de modelar o solo de maneira tão realística, quanto melhores forem os dados geotécnicos disponíveis. No caso deste estudo, consideraram-se os dados geotécnicos utilizados para montar o modelo com curvas de resistência recomendado pela API.

Uma série de gráficos comparativos para os modelos computacionais em DIANA e baseado na API com o módulo SPLICE do pacote de softwares Sesam, e o estudo experimental foram apresentados.

De maneira geral o modelo pleno 3D apresentou resultados mais próximos do modelo experimental do que o SPLICE. Para os resultados do modelo pleno 3D que diferiram do modelo experimental, acredita-se que a utilização de modelos constitutivos mais precisos possa resultar em uma representação mais fiel da realidade.

Como recomendação para estudos futuros e desenvolvimento do procedimento aqui proposto, se sugere:

- Testar o procedimento apresentado em obras em que as curvas de resistência da API falharam em representar os deslocamentos no campo de fundações com efeito de grupo.
- Verificar o potencial do modelo caso dados geotécnicos mais precisos estejam disponíveis e comparar com o que se obteria com o método vigente de norma

BIBLIOGRAFIA

API (American Petroleum Institute), "ANSI/API Recommended Practice for Planning, Designing, and Construction of Fixed Offshore Platforms- Geotechnical and Foundation Design Considerations - ANSI/API Recommended Practice 2GEO First Edition, April 2011 Addendum 1, October 2014

BADELOW, F. e POULOS, H. G., "Geotechnical foundation design for some of the world's tallest buildings" University of Sydney, Australia, 2016.

BANERJEE, P. K. and DRISCOLL, R. M. Three-dimensional analysis of raked pile groups. Proc. Instn Civ. Engrs. Part 2, 1976, 61, Dec., 653-671.

BATTACHARYA, S., CARRINGTON, T. M. and ALDRIDGE, T. R. (2006), Design of FPSO Piles against Storm Loading, Proceedings Annual Offshore Technology Conference, OTC17861, Houston, Texas, May, 2006.

BOWLES, Joseph E. - Foundation analysis and design / Joseph E. Bowles. -5th ed.p. cm. Includes index. ISBN 0-07-912247-7 (set)1. Foundations. 2. Soil mechanics. I. Title. TA775.B63 1996

BOLTON, M.D. (1991). A Guide to Soil Mechanics. MD & K Bolton.

BORST, DE, R., AND FEENSTRA, P. H., "Studies in anisotropic plasticity with reference to the Hill criterion", Int. J. Num. Meth. Eng. 29 (1990), 315-336.

BROOKER, E.W. and IRELAND, H.O. (1965), "Earth pressures at rest related to stress history," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, pp 1-15.

CHOW, Y. K., "Analysis of vertically loaded pile groups. Int J Numer and Anal Meth in Geomech 10(1): 59-72, 1986.

CHOW, Y. K., "Discrete element analysis of settlement of pile groups. Computers and Structures 24(1):157-66.

COYLE, H. M. and REESE, L. C. (1996), Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay, ASCE J. Soil Mechanics and Foundations Division, 92, No. SM2, March, 1966, pp. 1-26.

COYLE, H. M. and SULIAMAN, I. H. (1967) Skin Friction for Steel Piles in Sand, ASCE J. Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, No. SM6, November, 1967, pp. 261-278.

DIAZ, B. E.: "Determination of Forces, Displacements and Soil Reaction of a Group of Piles", VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp 83-88, Moscow, 1973.

DNV (Det Norske Veritas), "Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures", Appendix F-Foundation, 1980.

FOCHT, J. A. and KOCH K. H (1973), Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups, Proceedings from the 5th Annual Offshore Technology Conference, OTC 1896, Houston, Texas, April/May, 1973.

GALGOUL, N. S., e CRONIN, D. J., "Nonlinear Analysis of Pile Foundations considering Group Effect." Offshore Engineering - Pentech Press, Londres, v. 3, 1982.

GEORGIADIS, M. (1983), Development of p-y Curves for Layered Soils, Proc. Conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas, New York: American Society of Civil Engineers, 1983, pp. 536-545.

GIRSANG, C. H., (2001), "A Numerical Investigation of the Seismic Response of the Aggregate Pier Foundation System," Thesis, Master of Science in Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, December, http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-12212001133242/unrestricted/17Appendix_A.pdf
pp. 12, Table A.5

GREIMANN, L. F., WOLDE-TINSAE, A. M. e YANG, P. S., "Finite element model for soil-pile interaction in integral abutment bridges". Computers and Geotechnics, Volume 4, Issue 3, 1987, Pages 127-149.

HA, H. B., and O'NEILL, M. W., "Field Study of Pile Group Action: Appendix A; PILGP1 Users' Guide," Report No. FHWA/RD-81/003, Federal Highway Administration, March, 1981.

HETÉNYI, M., "Beams on Elastic Foundation", The University of Michigan Press, Ann Arbor, 1946.

HERMANN, L. R. (1978) "Finite element analysis of contact problems". J. Eng. Mech. Div., ASCE 104, 1043-1057.

HRENNIKOFF, A. (1949), "Analysis of pile foundation with batter piles." Trans., ASCE, Vol. 79, 1949, pp. 351-374.

JÂKY, J. (1944), "A nyugalmi nyomás tényezője (The coefficient of earth pressure at rest)," Magyar Mérnök és Építész Egylet Közlönye (Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers), October, pp. 355-358.

JALALI, M. M., GOLMAEI, S. H., JALALI, M. R., BORTHWICK, A., AHMADI, M. K. Z. e MORADI, R., "Using Finite Element method for Pile - Soil Interface (through PLAXIS and ANSYS)". Journal of Civil Engineering and Construction Technology Vol. 3(10), pp. 256-272, November, 2012.

KOITER, W. T., "Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic-plastic materials with a singular yield surface", Q. Appl. Mech. 11 (1953), 350-354.

KRAFT, L. M., FOCHT, J. A. and AMARASINGHE, S. F., Friction Capacity of Piles Driven Into Clay, ASCE J. Geotechnical Engineering Division, 107, No. GT11, November, 1981, pp. 1521–1541.

KRIEG, R. D., AND KRIEG, D. B., "Accuracies of numerical solution methods for the elastic-perfectly plastic model", J. Pressure Vessel Techn. 99 (1977), 510-515.

LANGEN, VAN, H. "Numerical Analysis of Soil-Structure Interaction". PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.

LANGEN, VAN, H., AND VERMEER, P. A. Interface elements for singular plasticity points. Int. J. Num. and Analytical Methods in Geomechanics 15 (1991), 301-315.

LARKELA, A., (2008), "Modelling of a pile group under static lateral loading", Thesis, Master of Science in Civil Engineering, Helsinki University of Technology

LEUNG, C. F. and CHOW, Y. K. "Response of pile groups subjected to lateral loads" Article in International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 11(3): 307-314 · April 1987.

MATLOCK, H., "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 1204, pp I-557 – I-594, 1970.

MAYNE, P.W. and KULHAWY, F.H. (1982), " Ko -OCR relationships in soil," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, GT6, pp. 851-872.

MEYERHOF, G. G. (1976), "Bearing capacity and settlement of pile foundations," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 102, GT3, pp. 197-228.

MINDLIN, R. D., "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid," Physics, Volume 7, May 1936, pp. 195-202.

O'NEILL, M. W., "Group Action in Offshore Piles," Proceedings, Specialty Conference on Geotechnical Engineering in Offshore Practice, American Society of Civil Engineers, April, 1983.

O'NEILL, M. W., personal communication, 1983.

O'NEILL, M. W., GHAZZALY, O. I., and HA, H. B., "Analysis of Three-Dimensional Pile Groups with Nonlinear Response and Pile-Soil-Pile Interaction," Proceedings, Ninth Offshore Technology Conference, Volume II, 1977, pp. 245-256.

O'NEILL, M. W., Hawkins, R. A., and Mahar, L. J., "Field Study of Pile 1 1 Group Action," Report to U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research & Development, Washington, D. C., Report No. FHWA-RD-81-002, March, 1981.

O'NEILL, M. W., Hawkins, R. A., and Audibert, J. M. E., "Installation of Pile Group in Overconsolidated Clay," Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Volume 108, No. GT11, November, 1982, pp. 1369-1386.

O'NEILL, M.W. and MURCHISON, J.M. (1983), An Evaluation of p-y Relationships in Sands, prepared for the American Petroleum Institute, Report PRAC 82-41-1. Houston, University of Houston, March, 1983.

O'NEILL and DUNNAVANT (1985), An Evaluation of the Behavior and Analysis of Laterally Loaded Pile (PILGP2R) Groups, API, PRAC 84-52, University of Houston, University Park, Department of Civil Engineering, Research Report No. UHCE 85-11.

ORTIZ, M., AND POPOV, E. P. "Accuracy and stability of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations", Int. J. Num. Meth. Eng. 21 (1985), 1561-1576.

POULOS, H. G., "Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Volume 97, No. SM5, May, 1971, pp. 711-731.

POULOS, H. G., "Behavior of Laterally Loaded Piles: II – Pile Groups," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Volume 97, No. M5, May, 1971, pp. 733-751.

POULOS, H. G., "Settlement of Single Piles in Non-Homogeneous Soil," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Volume 105, No. GTS, May, 1979, pp. 627-641.

POULOS, H. G., "An Approach to the Analysis of Offshore Pile Groups," Numerical Methods in Offshore Piling, I.C.E., London, 1980, pp. 119-126.

POULOS, H. G., e RANDOLPH, M. F., "Pile Group Analysis: A Study of Two Methods," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Volume 109, No. GT3, March, 1983, pp. 355-372.

POULOS, H. G., "Pile Group Settlement Estimation – Research To Practice," Geotechnical Special Publication, May, 2006.

PRADHAN, D. L., "Development of P-Y Curves for Monopiles in Clay using Finite Element Model Plaxis 3D Foundation". Master Thesis from Norwegian University of Science and Technology - Department of Civil and Transport Engineering, June 2012.

PRESSLEY, J. S. e POULOS, H. G., "Finite element analysis of mechanisms of pile group behaviour". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Volume 10, Issue 2, Pages 213-221, March 1986.

PRŮSKA, M.J. (1973), "Effect of initial stress on the stress-strain relation," Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 4, pp. 26-28.

RANDOLPH, M. F., "PIGLET: A Computer Program for the Analysis and Design of Pile Groups Under General Loading Conditions, Soil lo Report TR92, CUED/D, University of Cambridge, 1980.

RANDOLPH, M. F., CARTER, J. P., and WROTH, C. P., "Driven Piles in Clay - the Effects of Installation and Subsequent Consolidation," Geotechnique, Volume XXIV, December, 1979, pp. 361-393.

RANDOLPH, M., e SUSAN, G. (2011). Offshore Geotechnical Engineering. 2 Park Square, Milton Park, Abingdon, Oxon OX14 4RN: Spon Press.

REESE, L. C., Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," by McClelland and Focht, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, 1958, pp. 1071-1074.

REESE, L. C., "Laterally Loaded Piles: Program Documentation," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Volume 103, No. GT4, April, 1977, pp. 287-305. -

REESE, L. C., "Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load," Report to U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research, Development and Technology, Washington, D. C., July, 1983.

REESE, L. C., "Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load," Report to U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research, Development K. and Technology, Washington, D. C., Report No. FHWA-IP-84-11, July, 1984.

REESE, L. C., O'NEILL, M. W., and SMITH, R. E., "Generalized Analysis of Pile Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division," American Society of Civil Engineers, Volume." 96, No. SMI, January, 1970, pp. 235-250.

REESE, L. C., COX, W. R., and KOOP, F. D., "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay," Paper No. OTC 2312, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.

REESE et al. (1984), Analysis of a Pile Group Under Lateral Loading, Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP 835, pp. 56–71.

SPILLERS, X. R., e STOLL, R. D., "Lateral Response of Piles", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, SM6, pp 1-9, 1964.

SHELLEKENS, J. C. J., AND BORST, DE, R., "The use of the Hoffmann yield criterion in Finite Element Analysis of anisotropic composites", Comp. & Struct. 37, 6 (1990), 1087-1096.

SCHMIDT, B. (1966), "Discussion of 'Earth pressures at rest related to stress history' by Brooker & Ireland (1965)," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 4, pp. 239- 242.

SCHREYER, H. L., KULAK, R. F., AND KRAMER, J. M., "Accurate numerical solutions for elastic-plastic models", J. Pressure Vessel Techn. 101 (1979), 226-234.

SIMO, J. C., AND TAYLOR, R. L., "A return-mapping algorithm for plane stress elastoplasticity", Int. J. Num. Meth. Eng. 22 (1986), 649-670.

SIMO, J. C., AND TAYLOR, R. L., "Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity", Comp. Meth. Appl. Mech. Eng. 48 (1985), 101-118.

SIMO, J. C., KENNEDY, J. G., AND GOVINDJEE, S., "Non-smooth multisurface plasticity and viscoplasticity. Loading/unloading conditions and numerical algorithms", Int. J. Num. Meth. Eng. 26 (1988), 2161-2185.

SNYDER, J. L.,(2004), "Full-scale lateral-load tests of a 3 x 5 pile group in soft clays and silts"; Thesis, Master of Science in Civil Engineering, Brigham Young University

STEVENS, J. B., e AUDIBERT, J. (1979). Re-examination of P-Y curve formulations. Proceeding of the 11th Annual OTC, Paper No. OTC 3402, pp. 397-403. Houston Texas.

VERMEER, P. A., AND BORST, DE, R. "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock." Heron 29, 3 (1984), 3-64.

VIJAYVERGIYA, V. N. (1977), Load Movement Characteristics of Piles, Proceedings of the Ports '77 Conference, American Society of Civil Engineers, Vol. II, p. 269–284.

WALSH, J. M., (2005), “Full-scale lateral load test of a 3 x 5 pile group in sand”, Thesis, Master of Science in Civil Engineering, Brigham Young University

WOLF, T. K., RASMUSSEN, K. L., HANSEN, M., ROESEN, H. R., e IBSEN, L. B. (2013). “Assessment of p-y Curves from Numerical Methods for a non-Slender Monopile in Cohesionless Soil”. Aalborg: Department of Civil Engineering, Aalborg University. (DCE Technical Memorandum; No. 024).

WROTH, C.P. (1975), “In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics,” Proceedings, In Situ Stress Measurement of Soil Properties, North Carolina State University, Geotechnical Engineering Division, pp. 181-230.

APÊNDICES

Apêndice A

Neste Apêndice estão dispostos os resultados gráficos das deformadas, diagrama de esforços cortante e de momento fletor para os deslocamentos alvo do experimento de WALSH, 2005.

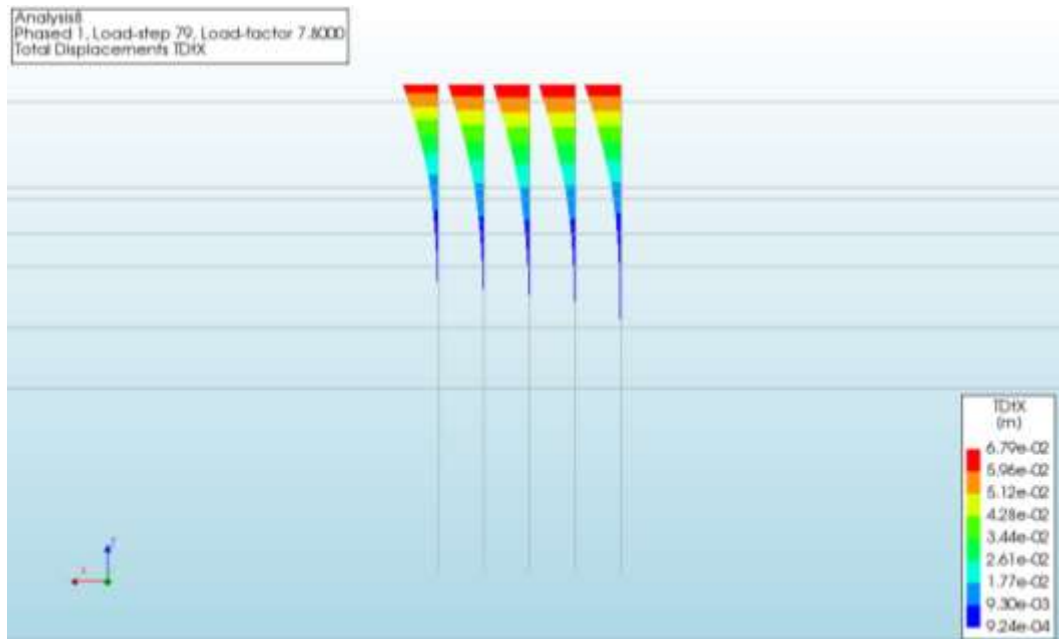


Figura 0.1: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 68 mm de deslocamento na cabeça das mesmas

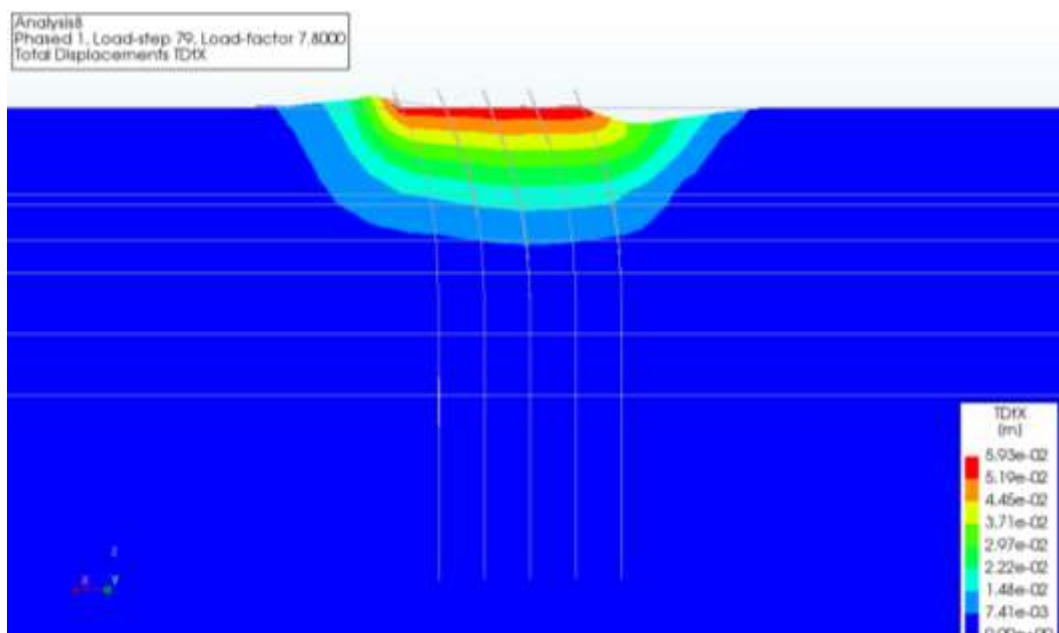


Figura 0.2: Diagrama de deslocamentos do solo para o mesmo carregamento da Figura anterior

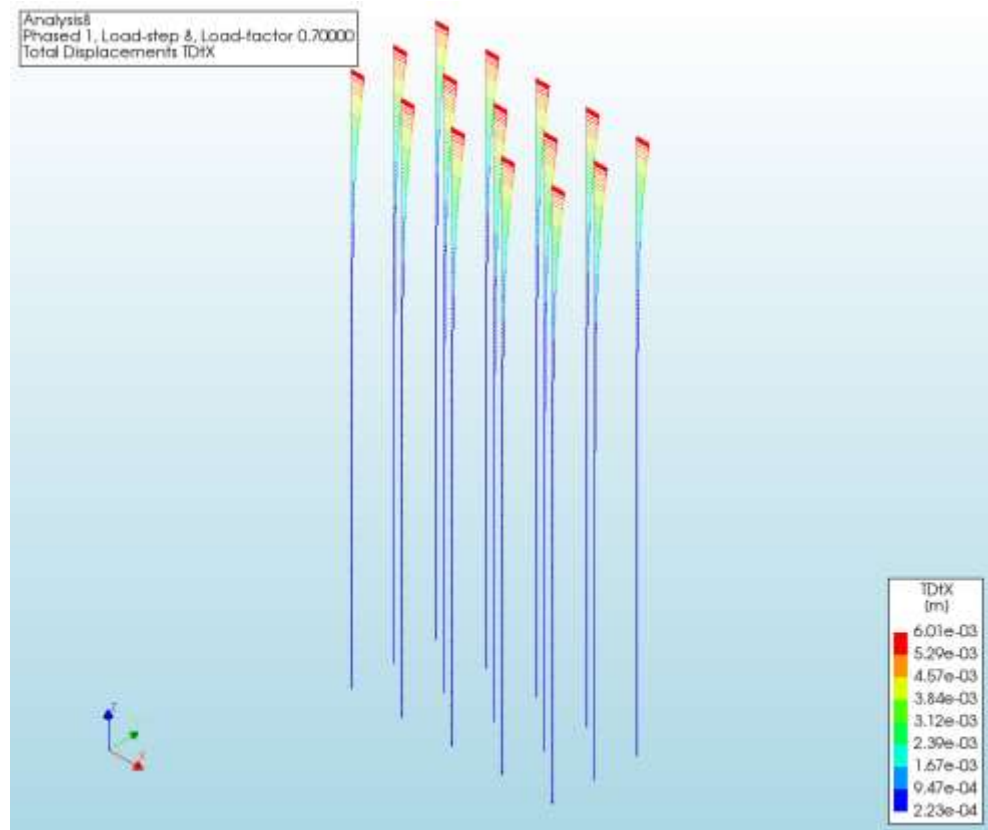


Figura 0.3: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 06 mm de deslocamento na cabeça

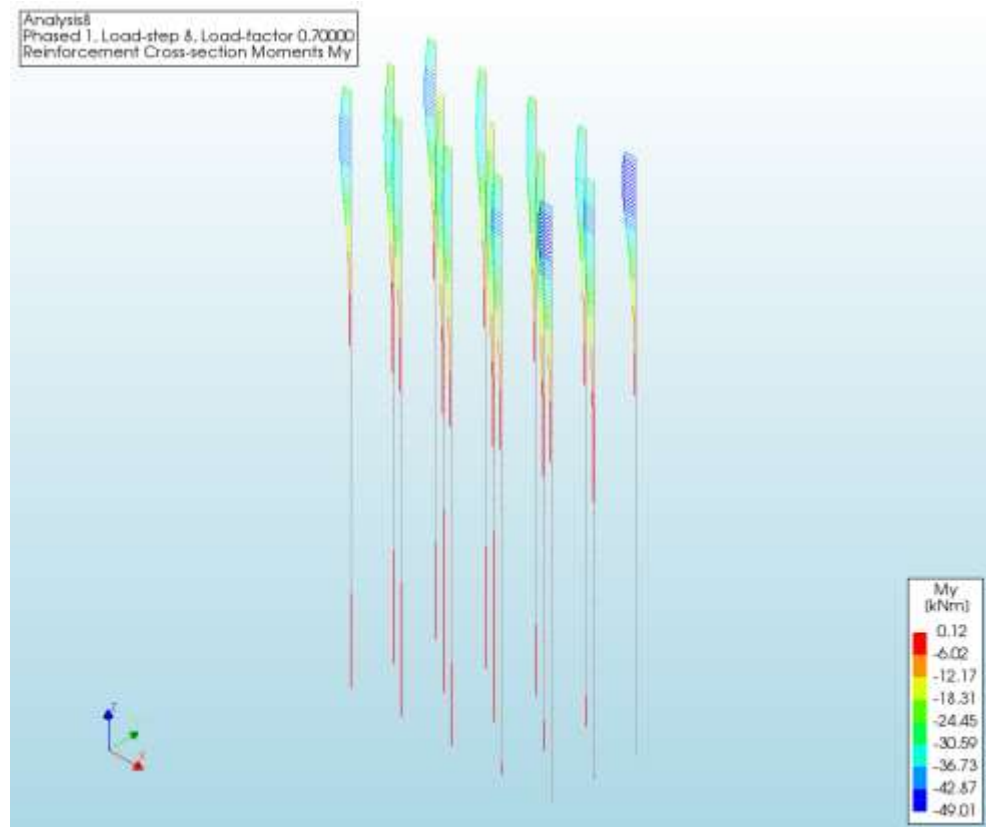


Figura 0.4: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 06 mm de deslocamento na cabeça

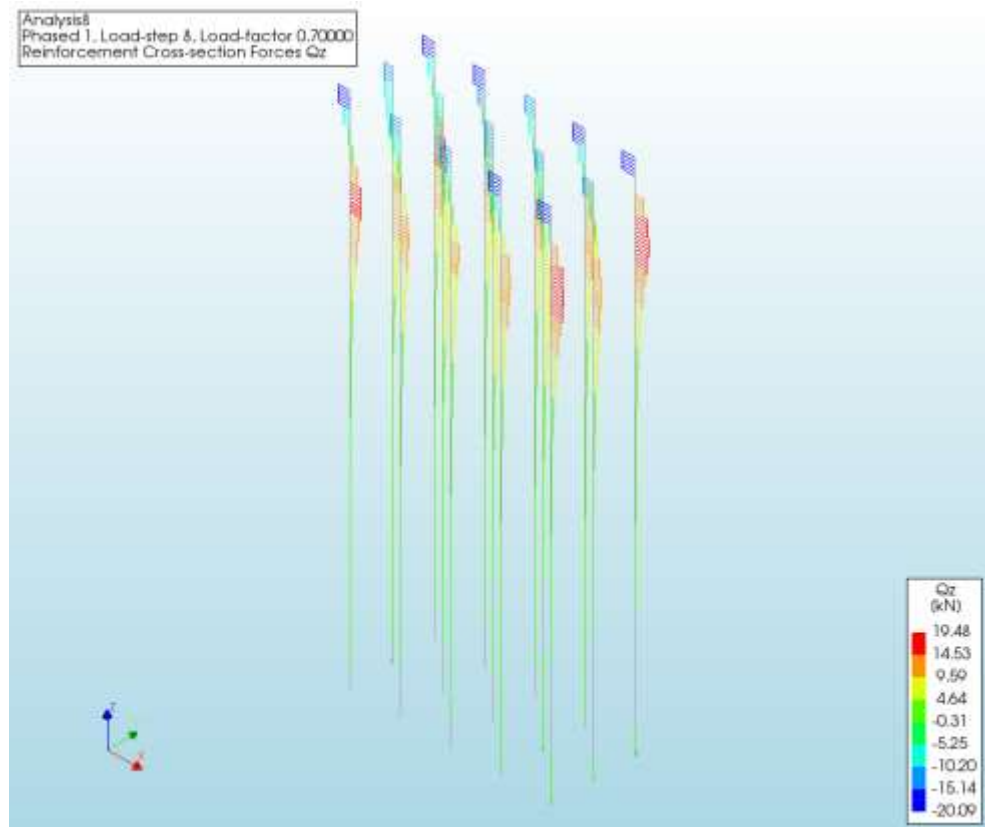


Figura 0.5: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 06 mm de deslocamento na cabeça

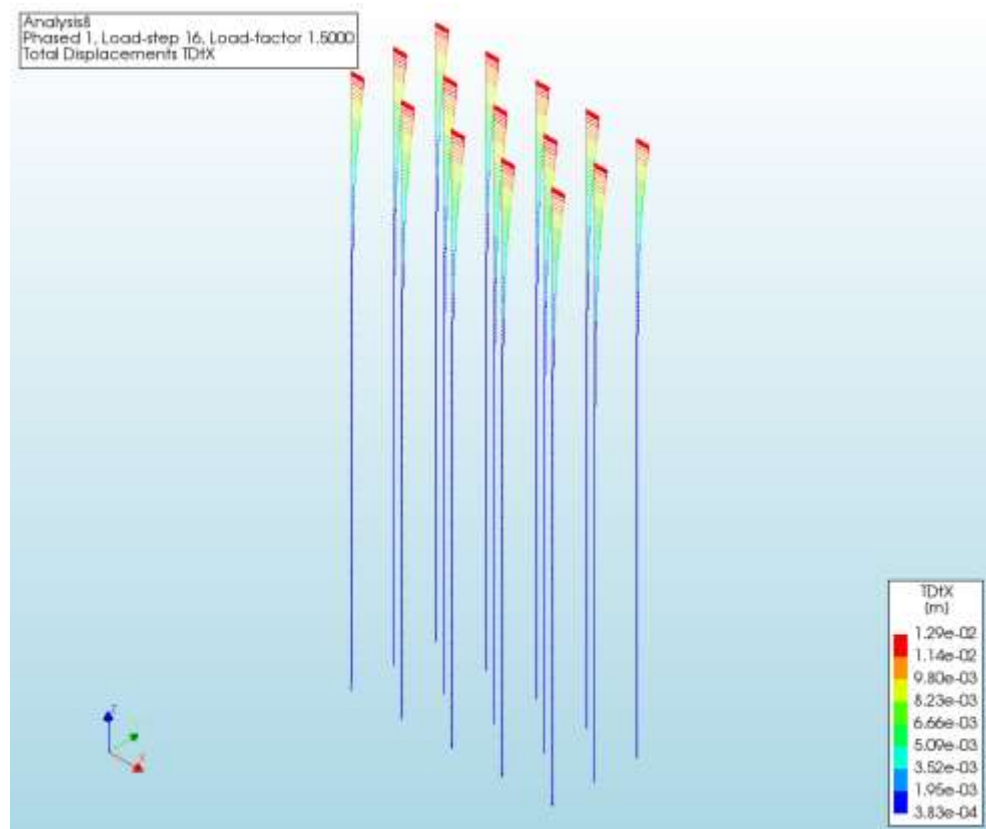


Figura 0.6: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 13 mm de deslocamento na cabeça

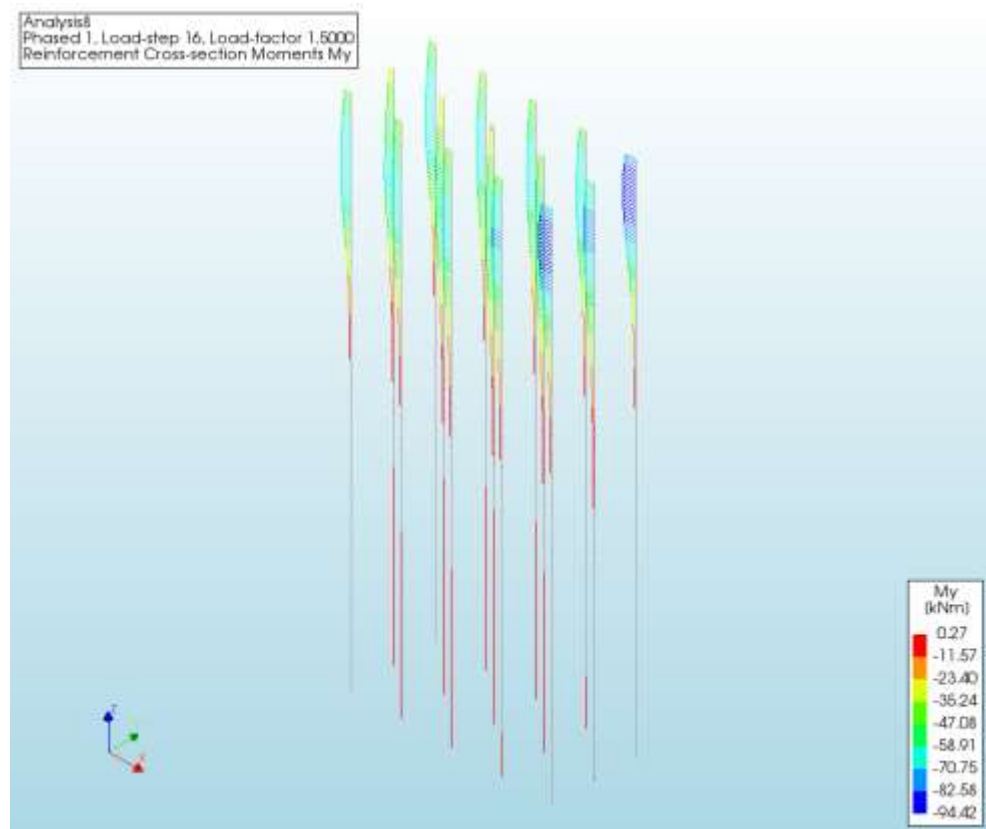


Figura 0.7: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 13 mm de deslocamento na cabeça

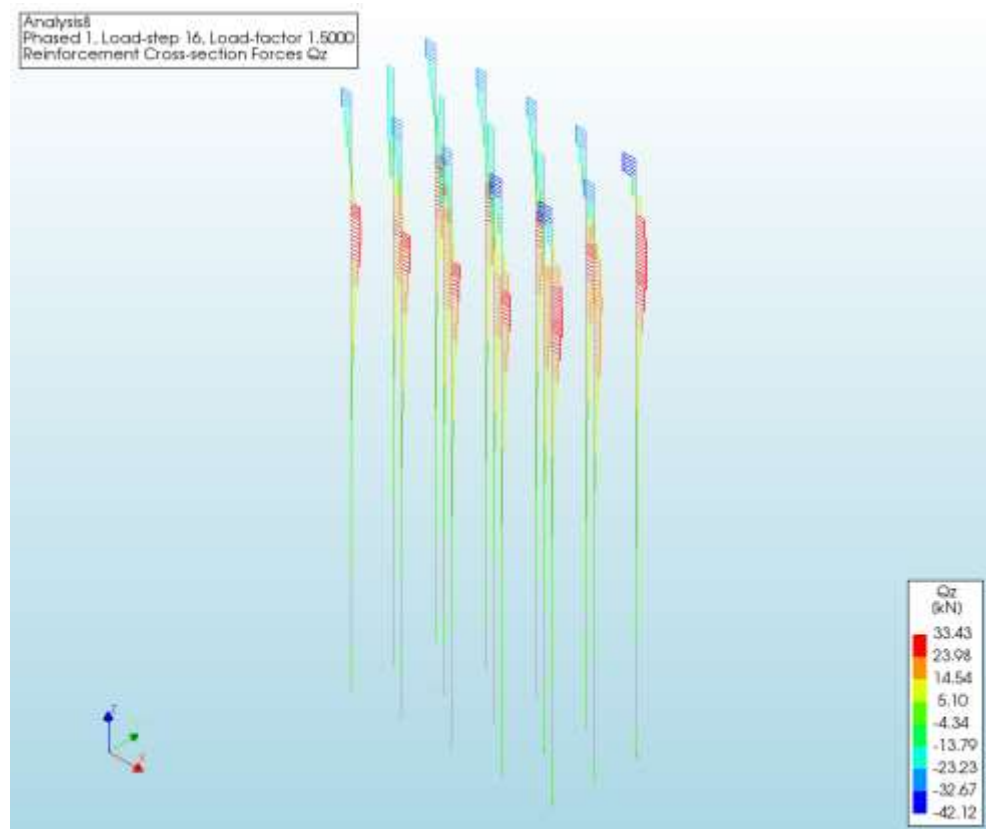


Figura 0.8: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 13 mm de deslocamento na cabeça

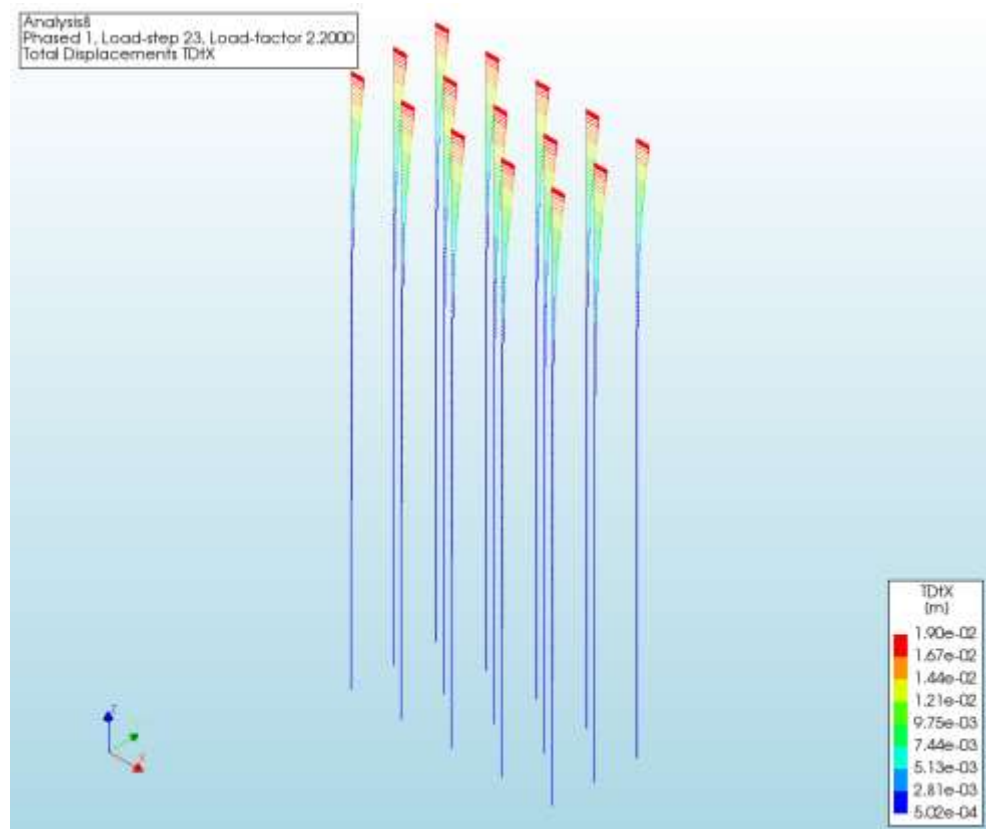


Figura 0.9: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 19 mm de deslocamento na cabeça

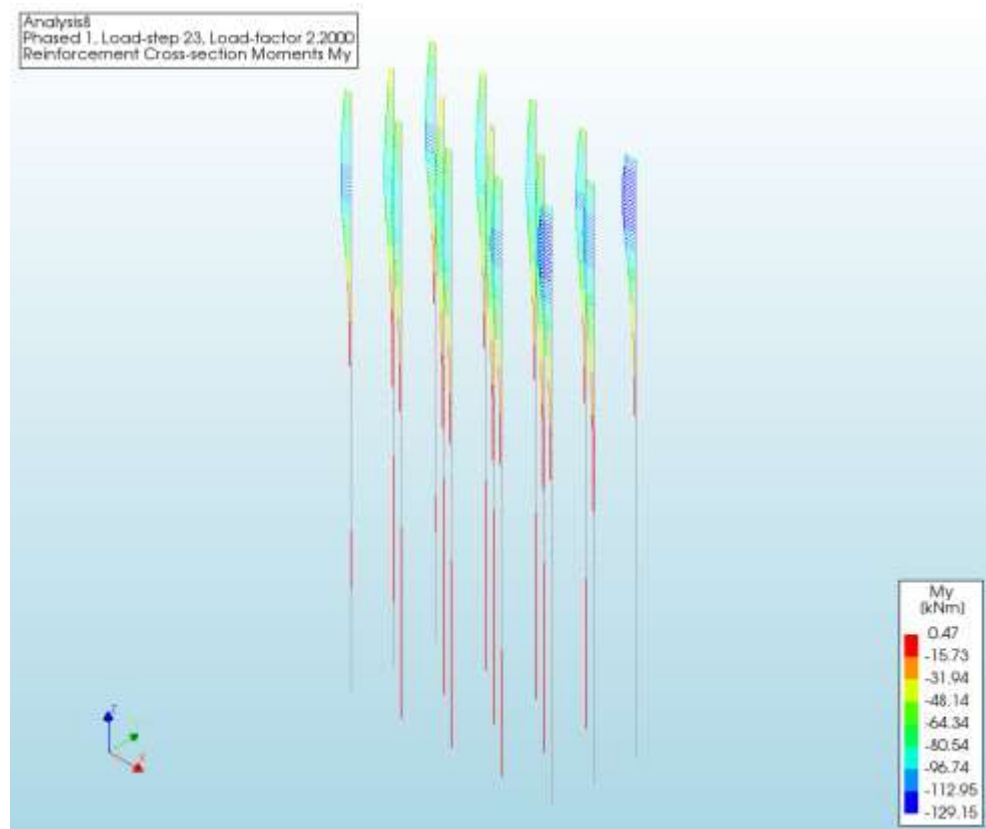


Figura 0.10: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 19 mm de deslocamento na cabeça

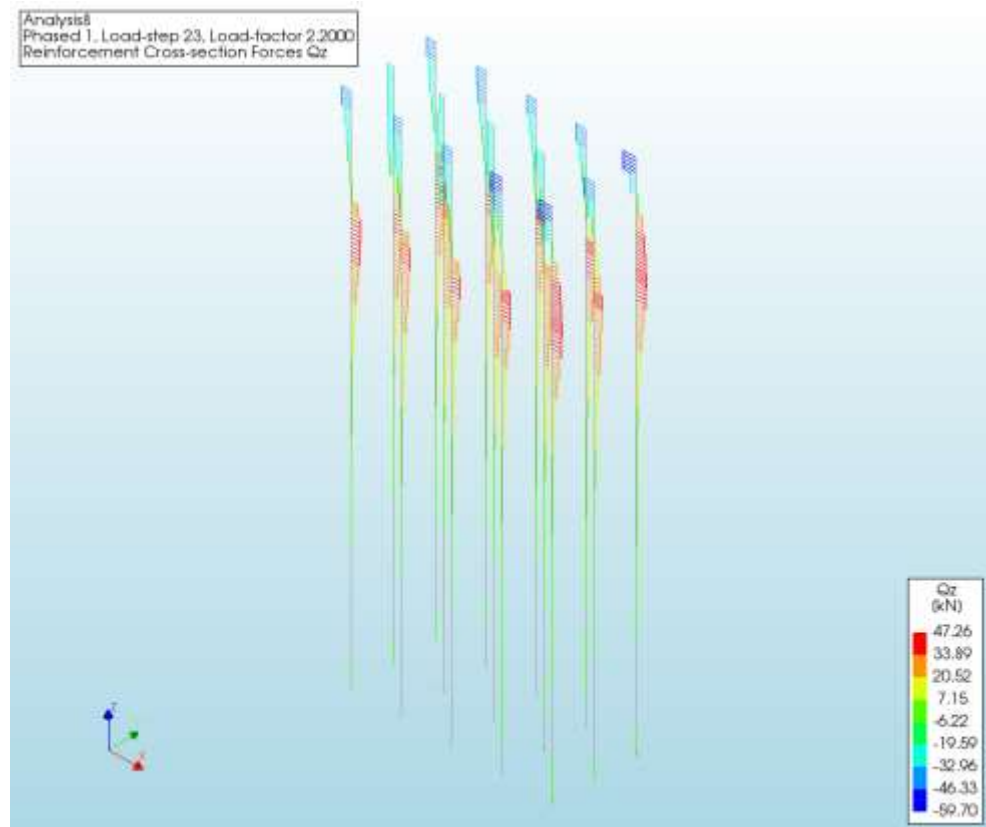


Figura 0.11: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 19 mm de deslocamento na cabeça

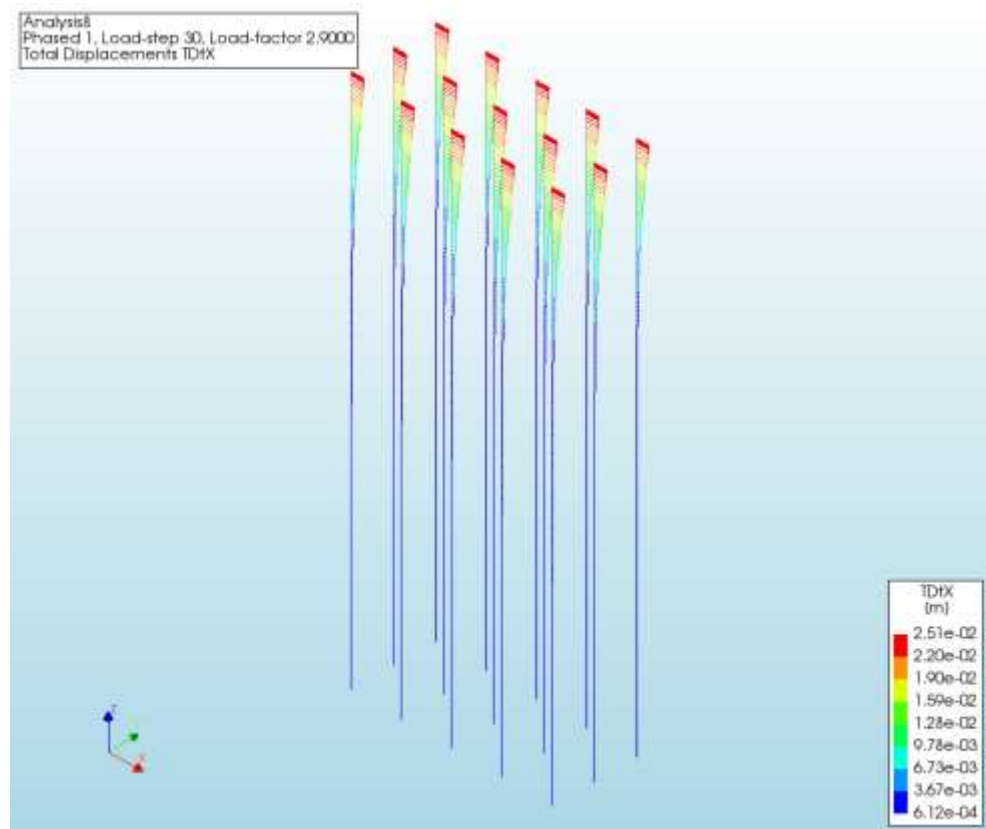


Figura 0.12: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 25 mm de deslocamento na cabeça

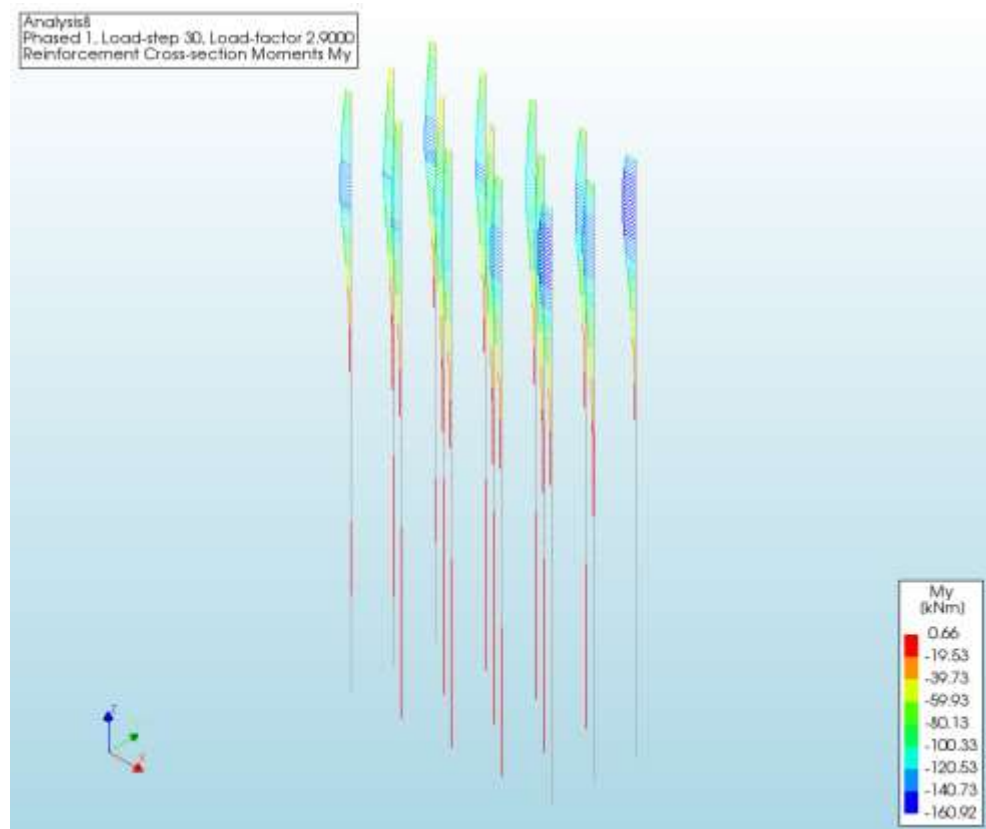


Figura 0.13: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 25 mm de deslocamento na cabeça

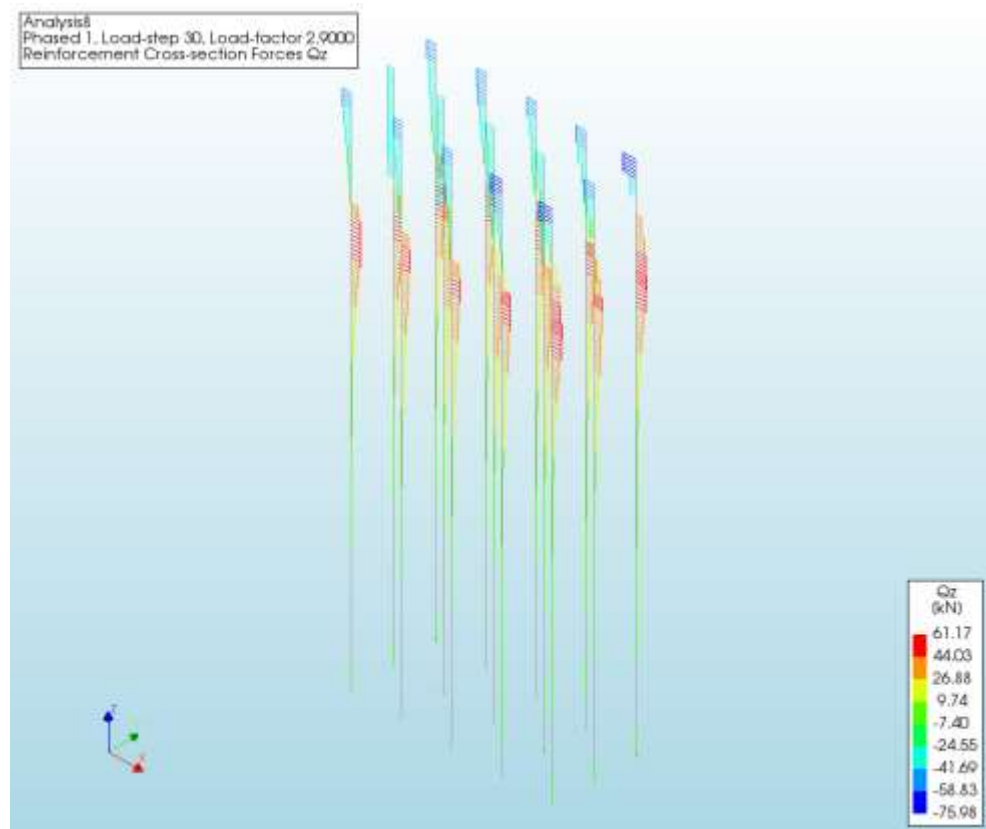


Figura 0.14: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 25 mm de deslocamento na cabeça

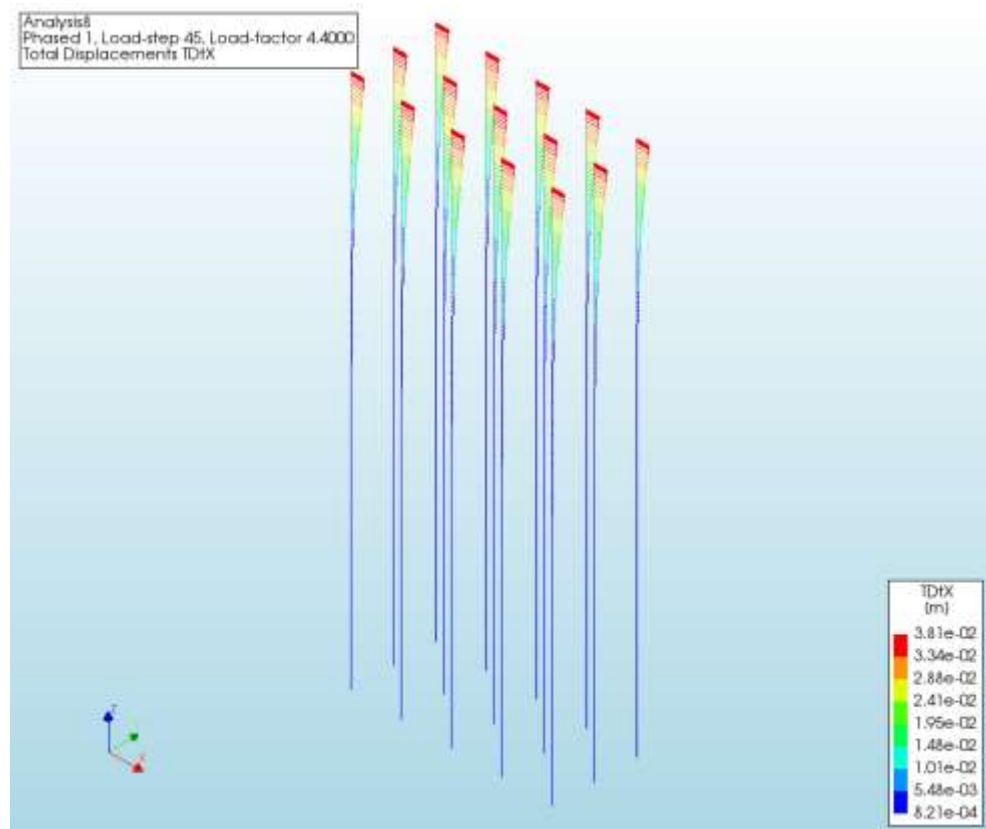


Figura 0.15: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 38 mm de deslocamento na cabeça

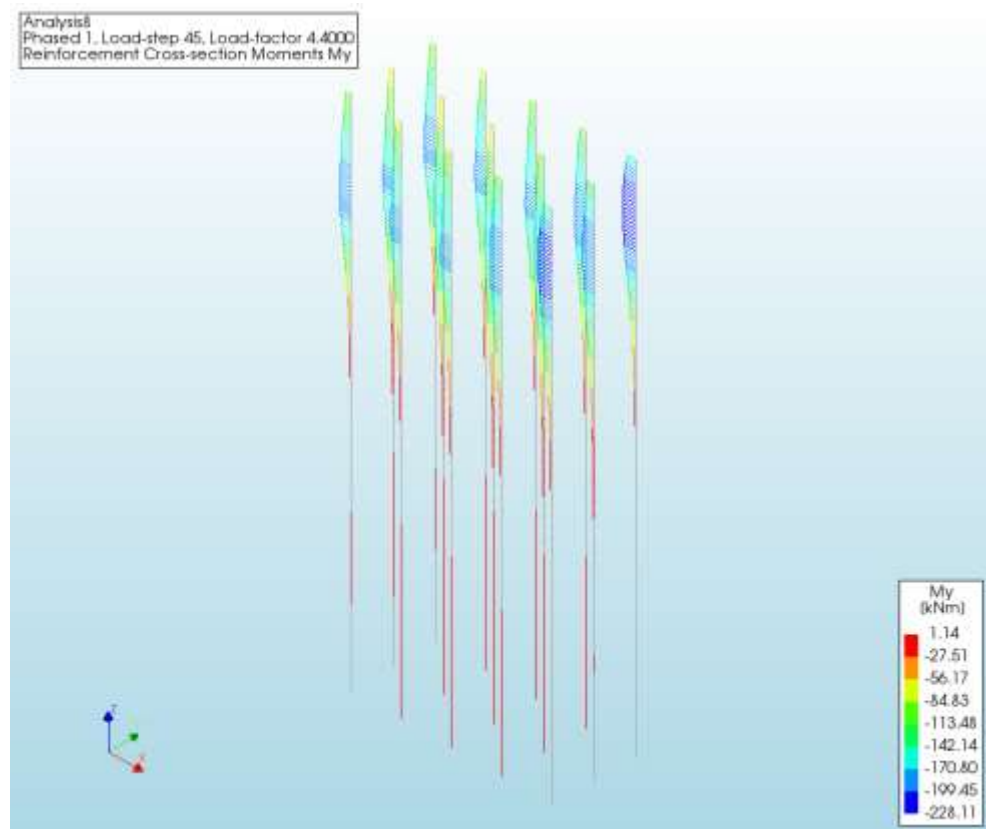


Figura 0.16: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 38 mm de deslocamento na cabeça

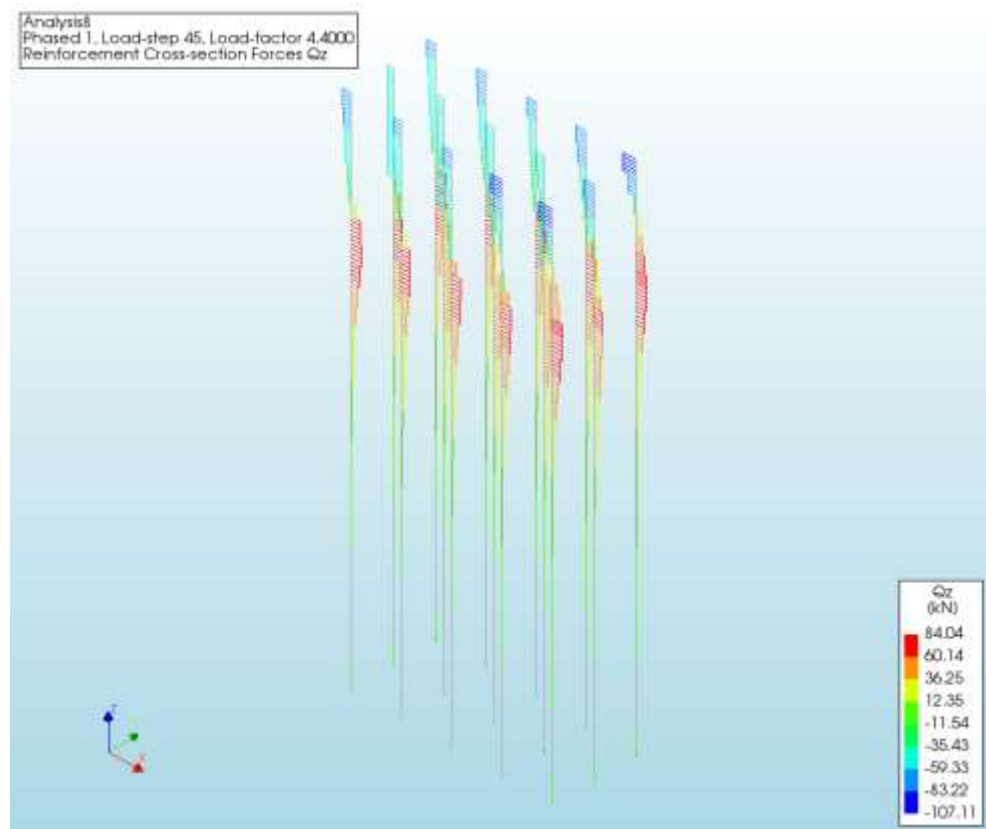


Figura 0.17: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 38 mm de deslocamento na cabeça

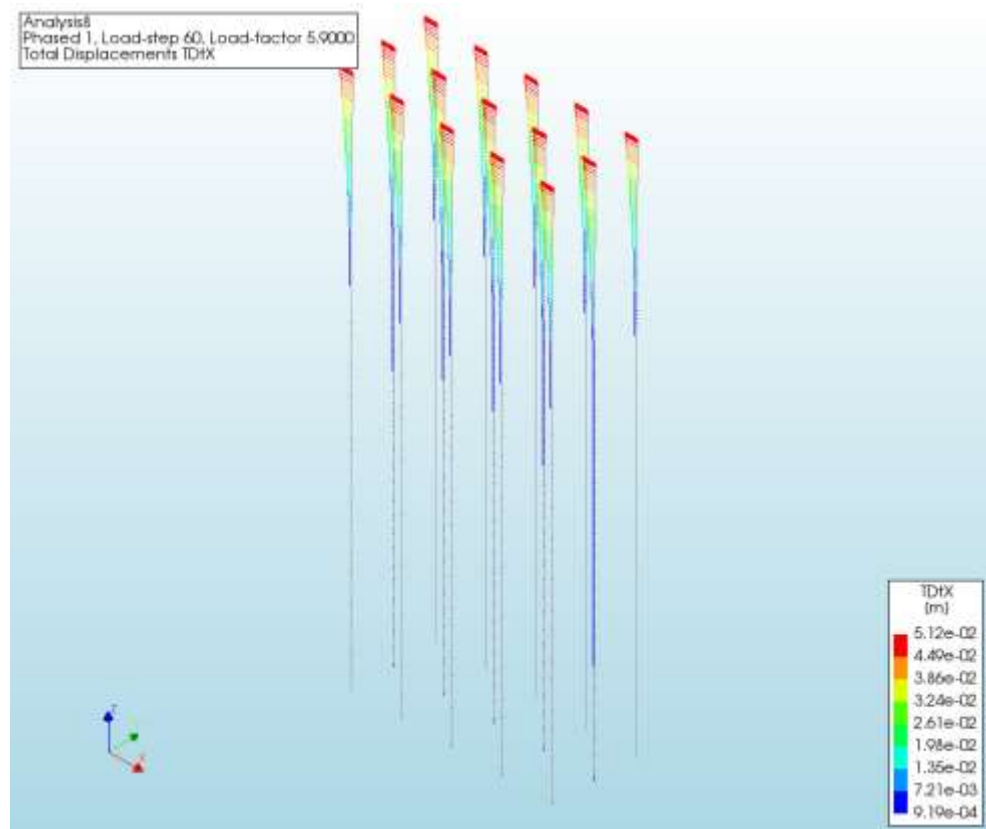


Figura 0.18: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 51 mm de deslocamento na cabeça

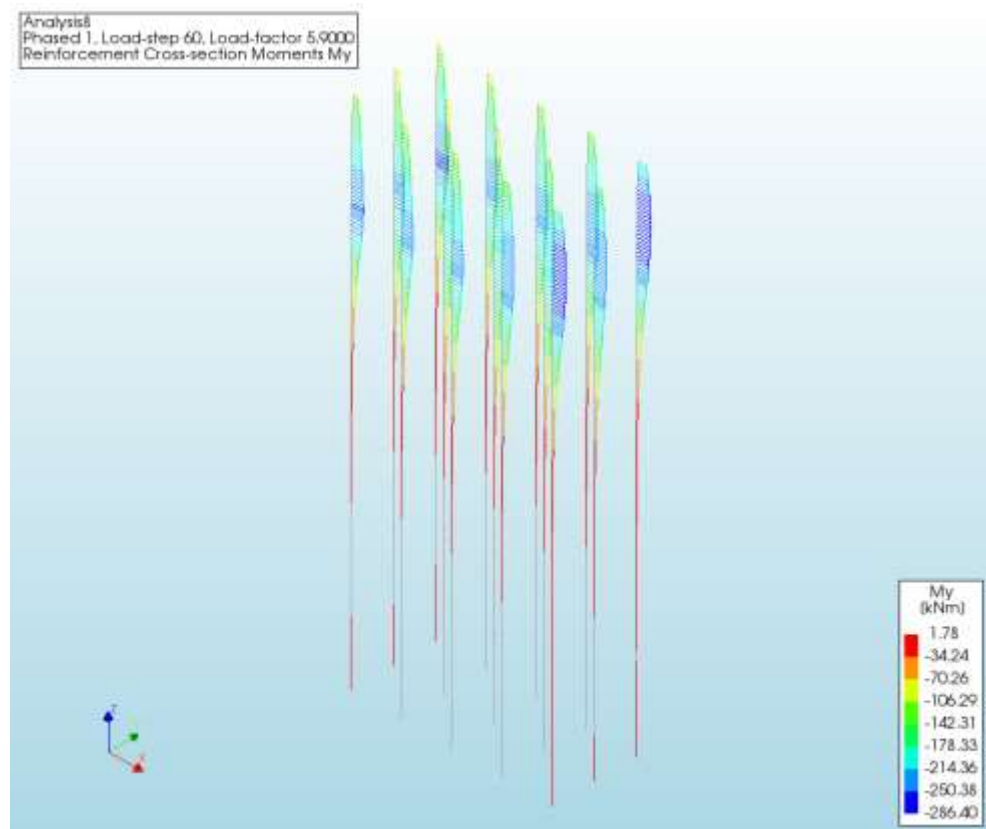


Figura 0.19: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 51 mm de deslocamento na cabeça

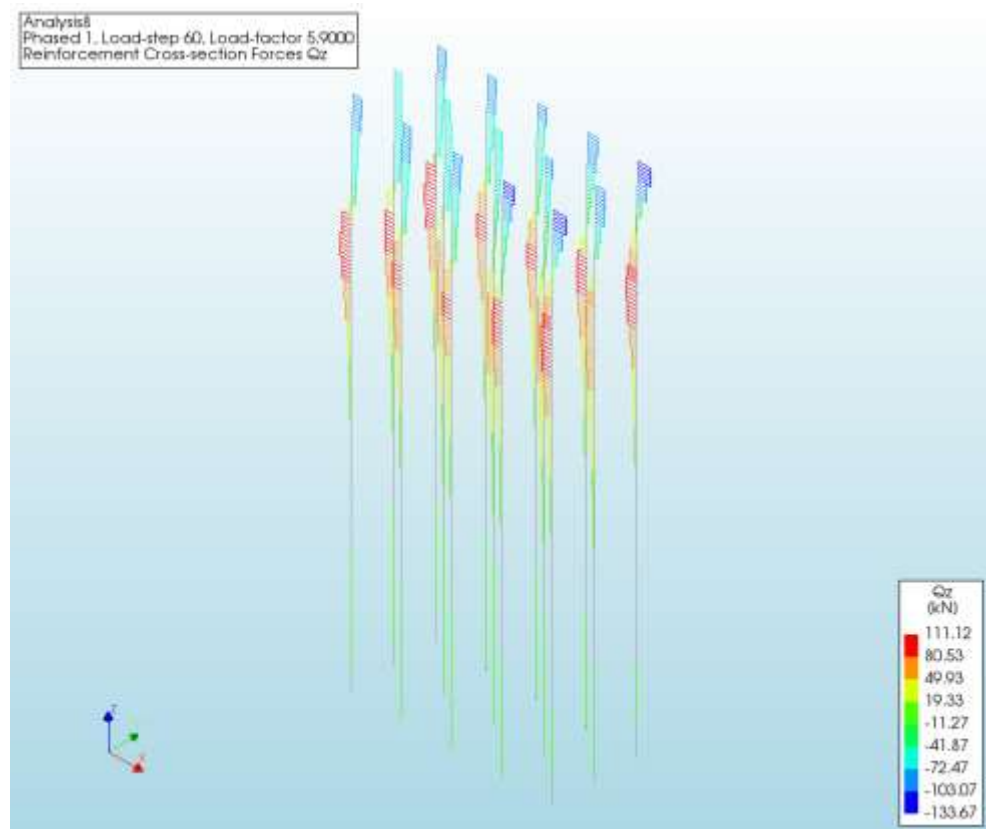


Figura 0.20: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 51 mm de deslocamento na cabeça

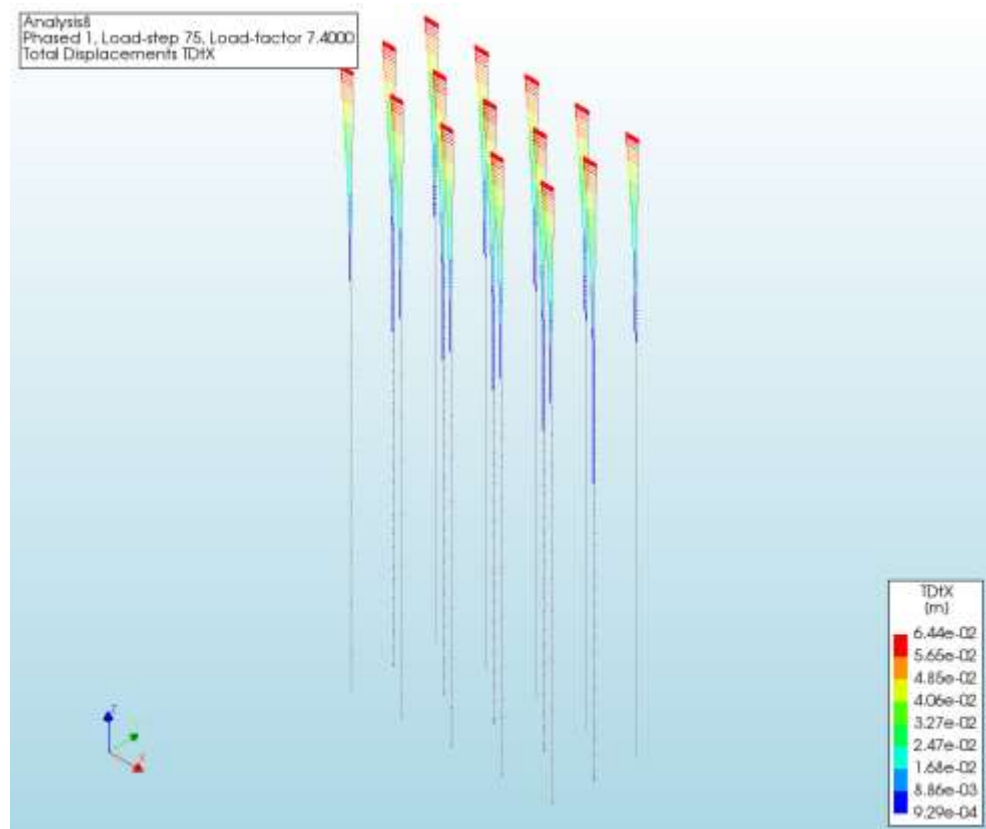


Figura 0.21: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 64 mm de deslocamento na cabeça

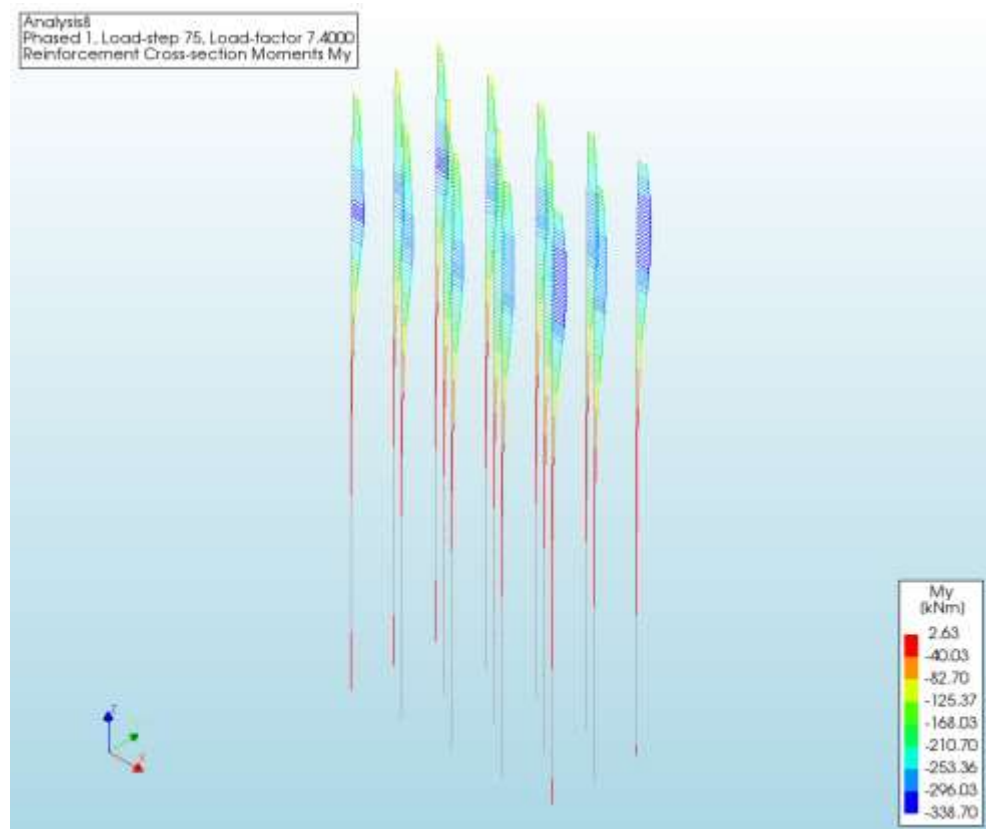


Figura 0.22: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 64 mm de deslocamento na cabeça

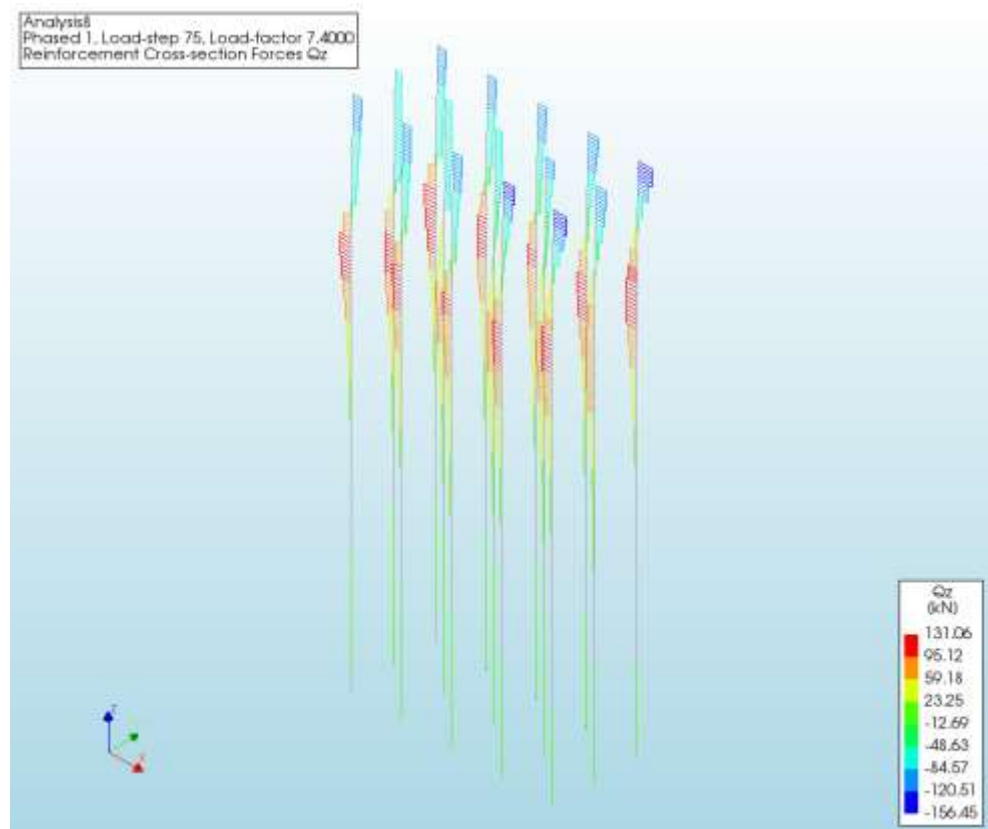


Figura 0.23: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 64 mm de deslocamento na cabeça

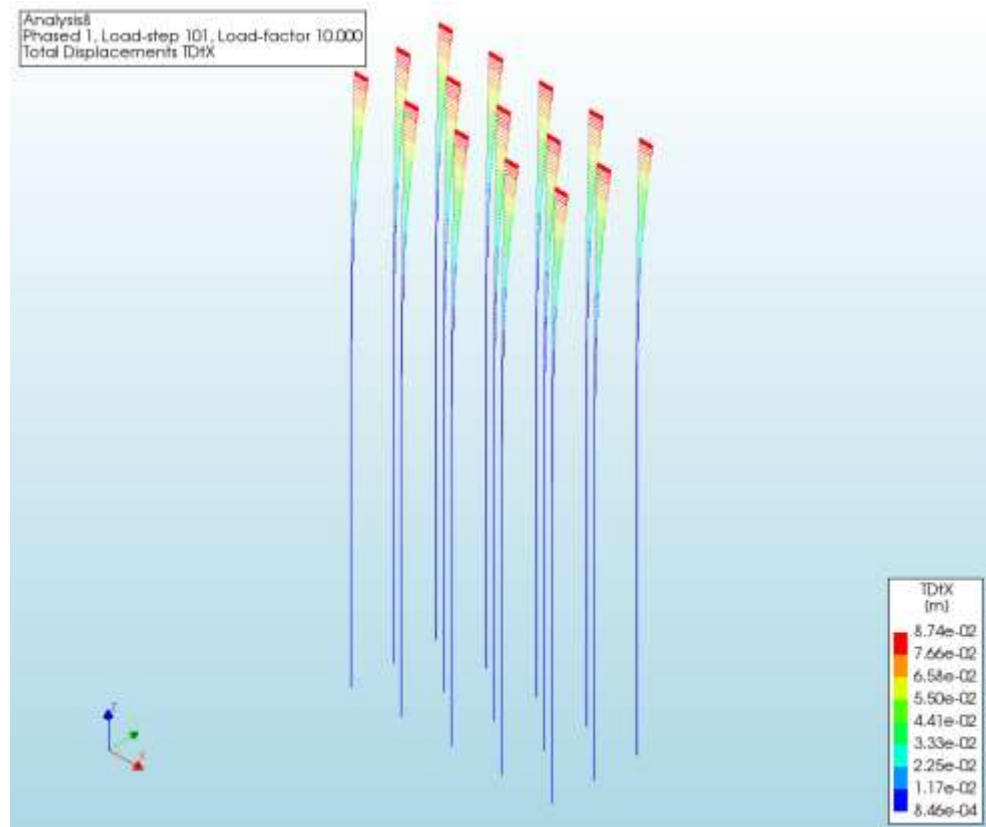


Figura 0.24: Diagrama de deslocamentos ao longo das estacas com 8A mm de deslocamento na cabeça

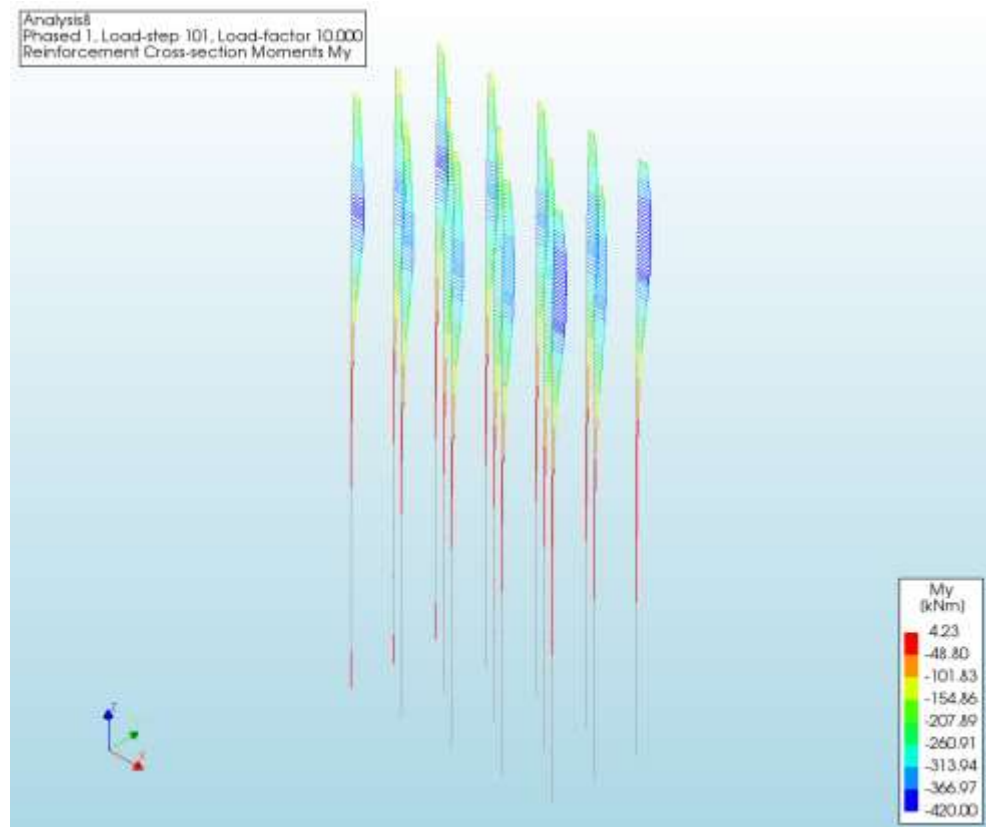


Figura 0.25: Diagrama de Momento Fletor ao longo das estacas com 8A mm de deslocamento na cabeça

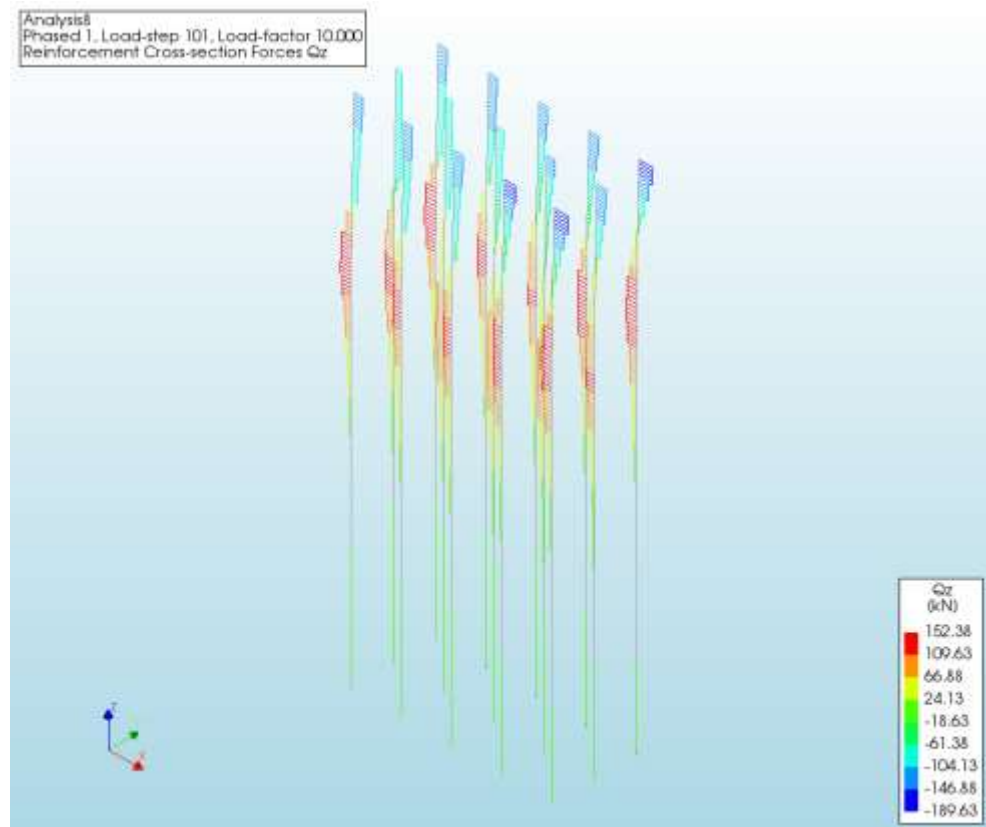


Figura 0.26: Diagrama de Esforço Cortante ao longo das estacas com 87 mm de deslocamento na cabeça