

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTACAS EM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS SUJEITAS A FORÇAS HORIZONTAIS

BRUNO MIGUEL BARROS DOS SANTOS

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

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge Seixas Pimentel

MARÇO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400



feup@fe.up.pt



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

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família e amigos

“Todo o nosso conhecimento tem origem nas nossas percepções.”

Leonardo Da Vinci

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTACAS EM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS SUJEITAS A FORÇAS HORIZONTAIS

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer especialmente aos meus pais, que proporcionaram sempre as melhores condições possíveis e esta possibilidade de progredir nos estudos a nível superior, dando todo o apoio e suporte. Tenho também o carinho de agradecer ao meu irmão, por ser um exemplo e pela ajuda proporcionada ao longo desta caminhada académica.

Um agradecimentos não menos importante aos meus amigos que sempre me apoiaram nesta árdua jornada, e principalmente aos meus dois colegas João Vitor Monteiro e João Pereira, pela sua paciência, amizade e por sempre me acompanharem nesta jornada de altos e baixos que foram estes 5 anos.

Quero também agradecer ao professor Dr. Mário Pimentel pela sua orientação, dedicação e tempo despendido durante o desenvolvimento deste projeto.

Por último, quero agradecer a todos os docentes desta belíssima instituição que é a mui nobre Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que me transmitiram com excelente profissionalismo, o seu conhecimento e experiências que tenho a certeza que me serão muito úteis na minha caminhada profissional, e gostaria de agradecer a todas as pessoas que são parte integrante do Departamento de Engenharia Civil, pela sua disponibilidade e empenho no exercício das suas funções.

A todos um Muito Obrigado.

RESUMO

Neste trabalho pretende-se estudar o comportamento de estacas em betão reforçado com fibras (BRF), nomeadamente estacas construídas a trado contínuo com injeção de betão. A colocação da armadura após a injeção do betão é um processo que acarreta alguma complexidade, especialmente quando é necessária a realização de emendas, o que condiciona o comprimento máximo das estacas passíveis de serem executadas com recurso a esta técnica. A utilização do BRF tem em vista a substituição integral das armaduras das estacas nos horizontes mais profundos, nos quais os esforços de flexão e de corte são substancialmente inferiores aos que ocorrem nos estratos mais superficiais.

Com este estudo pretende-se avaliar a possibilidade de eliminar esta restrição e alargar o âmbito de aplicação de estacas compostas por betão reforçado com fibras, em particular, pretende-se avaliar o comportamento não linear desses elementos estruturais quando sujeitos a uma carga horizontal monotonamente crescente até à rotura, procurando desta forma avaliar os mecanismos de redistribuição de esforços que ainda podem ocorrer quando as armaduras são integralmente eliminadas.

PALAVRAS-CHAVE: Betão reforçado com fibras, fundações indiretas, análise não-linear, estacas a trado contínuo com injeção de betão

ABSTRACT

In this work we intend to study the behavior of steel fiber reinforced concrete (SFRC) piles, namely piles built with continuous auger with injection of concrete. Placing the reinforcement after injecting the concrete is a process that involves some complexity, particularly when splicing is required, which affects the maximum length of the piles that can be executed using this technique. The use of SFRC aims at fully replacing the reinforcement of the piles in the deeper horizons, in which the bending and shear efforts are substantially lower than those that occur in the more superficial strata.

This study aims to evaluate the possibility of eliminating this restriction and expanding the scope of application of this type of piles composed of fiber reinforced concrete, in particular, it is intended to evaluate the non-linear behavior of these structural elements when subjected to a monotonously increasing horizontal load until failure, thus seeking to assess the stress redistribution mechanisms that may still occur when the reinforcements are fully eliminated.

KEYWORDS: fiber reinforced concrete, indirect foundations, non-linear analysis, continuous auger with injection of concrete

ÍNDICE GERAL:

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 ÂMBITO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2 ESTACAS ISOLADAS – ANÁLISE ESTRUTURAL	3
2.1 INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO	3
2.2 AÇÕES VERTICAIS	6
2.2.1 MÉTODO BASEADO NO ENSAIOS/ RESULTADOS DE CPT E PMT (MÉTODO FRANCÊS OU MÉTODO LCPC)	8
2.3 AÇÕES HORIZONTAIS	11
2.3.1 INTERAÇÃO SOLO /ESTRUTURA	12
2.3.2 MÉTODO DAS CURVAS P-Y	13
3 BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS (BRF)	17
3.1 INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO	17
3.2 MATERIAIS CONSTITUINTES DO BRF	18
3.2.1 BETÃO	18
3.2.2 FIBRAS	19
3.3 DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DO BRFA	21
3.3.1 Ensaio de Flexão em Painéis Quadrados segundo NP EN 14488-5	21
3.3.2 Ensaio de Flexão em Painéis Circulares segundo ASTM C 1550	22
3.3.3 Ensaio de Flexão numa Viga Entalhada segundo EN 14651	22

3.3.4 Tração Uniaxial em Cilindros segundo RILEM 162-TDF.....	24
3.3.5 Principais Vantagens e Desvantagens dos Ensaios de Determinação do Comportamento à Tração do Betão.....	24
3.4 CLASSIFICAÇÃO DO BRF	25
3.5 LEI CONSTITUTIVA DO BRF – VALORES DE CÁLCULO	28
4 COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE ESTACAS ISOLADAS COMPOSTAS DE BRF SUJEITAS A CARGAS HORIZONTAIS MONOTAMENTE CRESCENTES ATÉ À ROTURA	31
4.1 Caso estudo – descrição geral	31
4.2 Estratégia de modelo de estaca isolada.....	32
4.2.1 SOFTWARE RSPILE E DIANA FEA	32
4.2.2 ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DOS MODELOS	32
4.2.3 MODELOS EXPERIMENTAIS	37
4.2.4 MODELO FINAL	39
4.3 Resultados da análise seccional	42
4.3.1 VALIDAÇÃO DAS CURVAS P-Y ATRAVÉS DO SOFTWARE RSPILE.....	42
4.3.2 VALIDAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA ESTACA COM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS 4A	44
4.4 Caracterização geotécnica.....	48
4.5 Análise não linear, resultados e discussão.....	54
5 CONCLUSÕES	63
5.1 Conclusões Finais e Desenvolvimentos Futuros	63
Referências Bibliográficas	66
ANEXOS	68

ÍNDICE DE FIGURAS:

Figura 1 - Fases do Processo Construtivo de Estacas a Trado Continuo (Fernandes,2020)	4
Figura 2 – Processo Construtivo de Estacas a Trado Contínuo com Injeção de Betão com tubo moldado (Frank, 2022)	5
Figura 3 – Mecanismos de transferência de carga (Fonseca,2020); q_t – resistência unitária de ponta; f_s – resistência unitária lateral	6
Figura 4 – Cálculo Resistência Cone Equivalente (Fernandes, 2020)	9
Figura 5 - Determinação do parâmetro f_{soil} (Fernandes, 2020).....	10
Figura 6 - Modos de rotura de estacas carregadas lateralmente: 1) Estacas curtas ou rígidas; 2) Estacas longas ou flexíveis (Fernandes, 2020).....	11
Figura 7 - Diagramas de resposta de uma estaca quando carregada lateral: 1) Deslocamentos;2) Rotação; 3) Tensões Internas da estaca (Fernandes,2020) – Adaptado	12
Figura 8 - Métodos das curvas p-y : 1) Condições de carregamento; 2) Comportamento Molas na interação solo-estrutura; 3) Curvas p-y (Fernandes, 2020)	13
Figura 9 - Curva P-Y segundo o método API para solos não-coesivos (RocScience, 2022a)	14
Figura 10 - Determinação do módulo de reação inicial do solo (k) em função do ϕ (API, 2007).....	15
Figura 11 - Determinação dos coeficientes C_1 , C_2 , e C_3 em função do ϕ (API, 2007)	16
Figura 12 - Mecanismos de reforço de diversos tipo de fibras (Barros e Sena, 2001)	18
Figura 13 - Ponte de tensões com fibras numa fenda (Fernandes,2012).....	18
Figura 14 - Classificação das fibras (NP EN 14889).....	19
Figura 15 - Classificação e geometria das fibras de aço para reforço do betão (Figueiredo et al.2008)	20
Figura 16 - Arrancamento de fibras de aço para três tipos de ancoragem, (a) fibra em gancho inserida num betão normal, (b) fibra em gancho inserida num betão de alta resistência e (c) fibra com sistema de ancoragem com rigidez elevada.....	21
Figura 17 - Ensaio de flexão em painel quadrado seguindo NP EN 14488-5.....	22
Figura 18 - Ensaio de flexão em painel circular seguindo ASTM C1550	22

Figura 19 - Ensaio à flexão na viga entalhada segundo EN 14651:2005	23
Figura 20 - Sistema de ensaio da viga: (a) viga pousada sobre os rolos de aço, (b) sistema de carga sobre a viga e (c) pormenor de um dos apoios (Fernandes,2012)	23
Figura 21 - Curva Força versus abertura de fenda no entalhe; Resultado típico de um ensaio de flexão num prisma de betão simples (sombreado a cinzento) e de BRF (curva a preto) (EN 14561,2005) ...	24
Figura 22 - Ensaio de tração uniaxial segundo RILEM 162-TDF	24
Figura 23 - Distribuição de tensões na secção no entalhe: 1) real (distribuição não-linear); 2) assumida na definição das tensões residuais $f_{R,i}$ (distribuição linear)	26
Figura 24 - Modelo de distribuição de tensões na secção transversal a meio vão de um elemento reforçado com fibras durante a flexão & Legenda (RILEM TC 162- 2003)	26
Figura 25 - Classificação de um betão reforçado com fibras - Adaptado	28
Figura 26 - Diagramas de cálculo em estado limite último à tração (<i>fib Model Code 2010</i>)	29
Figura 27 - Distribuições de tensões simplificadas para BRF: a) Distribuição plástica; b) Distribuição bi-linear (EN 1992 1-1:2023)	30
Figura 28 - Modelo Experimental 1 - D=0.6m; L=1.2m (Diana FEA BV, 2022)	33
Figura 29 - Modelo Experimental 2 - D=0.6m; L= 1.0m (Diana FEA BV, 2022)	33
Figura 30 - Modelo Final - D=0.6m;L=20.0m (Diana FEA BV, 2022)	33
Figura 31 - Diagrama de cálculo em estado limite último à tração do BRF 4a (Diana FEA FV,2022) .	34
Figura 32 - Diagrama de distribuição plástica do BRF 4a (Diana FEA FV,2022)	35
Figura 33 - Diagrama de distribuição bi-linear do BRF 4a (Diana FEA FV,2022)	35
Figura 34 – Discretização de uma barra em três elementos finitos (Chiwiacowsky,2005)	36
Figura 35 - Esquema de integração na direção radial (Diana FEA BV,2022)	36
Figura 36 - Esquema de integração na direção tangencial (Diana FEA BV,2022)	37
Figura 37 - Viga em consola de 1 m comprimento (Diana Fea BV,2022)	37
Figura 38 - Disposição das armaduras na viga em consola	38
Figura 39 - Modelo final com armadura no topo da estaca (Diana FEA, 2022)	39

Figura 40 – 1) Esquema de materialização dos mecanismos de transferência de carga no <i>software</i> Diana FEA ; 2) evolução do esforço axial em profundidade de estaca de 600 mm de diâmetro com uma carga vertical aplicada de 700 kN num solo não-coesivo (areia) calculado com base no método CPT 2012	40
Figura 41 - Evolução do esforço axial obtida a partir do Diana FEA	41
Figura 42 – Curvas p-y - Profundidades 6.50 m, 12 m e 16 m	42
Figura 43 - Cinemática de uma estaca isolada flexível carregada lateralmente (Adaptado de Huang,2011)	43
Figura 44 - Diagrama obtido no <i>software</i> RSPile (Esquerda) e diagrama obtido a partir dos resultados do Diana FEA (Direita) – Estaca 600 mm de diâmetro e 20 m comprimento	43
Figura 45 - Diagrama de interação para uma seção circular com diâmetro 600mm	44
Figura 46 - Diagrama Momento - Curvatura - Estaca 600 mm - Lei Constitutiva	46
Figura 47 - Diagrama Momento - Curvatura - Estaca 600 mm - Distribuição Plástica	46
Figura 48 – Diagrama Momento - Curvatura - Estaca 600 mm - Distribuição bi – linear	47
Figura 49 - Diagrama de interação - Estaca 600 mm – validação comportamento BRF 4a.....	47
Figura 50 - Representação esquemática dos procedimentos a executar num ensaio SPT	49
Figura 51 - Log Sondagem – Solo não-coesivo	50
Figura 52 - Conversão de NSPT em q_c (CPT) e l (PMT) - Bustamante e Ganeselli, 1996 (Fonseca, 2020).....	54
Figura 53 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 0m - Análise Linear Elástica.....	55
Figura 54 - Força versus momento - Profundidade Z = 0 m - Análise Linear Elástica	55
Figura 55 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 4 m - Análise Linear Elástica.....	56
Figura 56 - Força versus momento - Profundidade Z = 4 m - Análise Linear Elástica	56
Figura 57 - Evolução da deformada da estaca: 1) Estaca estática, 2) Carga intermédia aplicada, 3) Carga Última aplicada (Rotura)	57
Figura 58 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 0 m - Análise Não Linear/ Linear	58
Figura 59 - Força versus momento fletor - Profundidade Z = 0 m - Análise Não Linear/ Linear	58

Figura 60 - Força versus deslocamento - Profundidade $Z = 4$ m - Análise Não Linear/ Linear.....	59
Figura 61 - Força versus momento fletor - Profundidade $Z = 4$ m - Análise Não Linear/ Linear	59
Figura 62 - Evolução dos momentos fletores em profundidade para vários estágios de carga até se efetivar a rotura	60
Figura 63 - Diagrama de interação Elástico, Elástico-Plástico e Plástico (Corrêa, 2022)	61
Figura 64 - Diagrama de interação de uma estaca de 600 mm diâmetro - pontos de momento máximo Armadura/ Fibras.....	62

ÍNDICE DE TABELAS:

Tabela 1 - Vantagens e Desvantagens dos Ensaios segundo as normas : 1) NP EN 14488; 2) ASTM C 1550; 3) EN 14651;4) RILEM 162 TDF	25
Tabela 2 - Classes de comportamento à tração do BRF (<i>Fib Model Code</i> , 2010) – Adaptado	27
Tabela 3 – Características de resistência do betão classe C30/37 (EN 1992-1-1-2008)	33
Tabela 4 – Valores Tensão / Extensão - Lei constitutiva do BRF 4a.....	34
Tabela 5 - Valores Tensão / Extensão - Distribuição plástica do BRF 4a	34
Tabela 6- Valores Tensão / Extensão - Distribuição bi - linear	35
Tabela 7 - Coordenadas dos varões de aço tendo como referência o eixo central da viga (0;0;0) m .	38
Tabela 8 - Par de esforços BRF 4a – Lei Constitutiva	45
Tabela 9 - Par de esforços BRF 4a – Distribuição Plástica	45
Tabela 10 - Par de esforços BRF 4a - Distribuição Bi-linear	45
Tabela 11 - Correlação entre N e ID em solos arenosos (Skempton, 1986, citação de Fernandes em “Mecânica dos Solos Vol.2 – Introdução à Engenharia Geotécnica”,2011)	51
Tabela 12 - Correlação ente ID e Ø, em função da granulometria (Burmister, 1948)	52
Tabela 13 - Propriedades comuns dos solos não coesivos (Hunt, 1984).....	52
Tabela 14 - Parâmetros Geotécnicos obtidos da sondagem	53
Tabela 15 - Propriedades do solo obtidas através da correlação com os resultados do ensaio SPT .	53
Tabela 16 – Valores máximos de pares de esforços M,N para profundidades de Z = 0 e 4 m.....	60

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTACAS EM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS SUJEITAS A FORÇAS HORIZONTAIS

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A fundação é o elemento estrutural de maior importância de uma estrutura, pois é através dela que as cargas atuantes, como o peso próprio, sobrecargas, ações do vento e ações sísmicas são distribuídas para o solo ou rocha em que está apoiada. Uma fundação necessita de ser dimensionada como um elemento de transição capaz de compatibilizar as ações da estrutura em relação à resistência e à compressibilidade do terreno em que está assente.

Existem dois tipos de fundações: superficiais e profundas, das quais se destacam as sapatas e as estacas, respetivamente. Estas últimas são usadas em projeto quando existe necessidade de alcançar camadas mais rígidas do solo, em extratos mais profundos, ou eventualmente, quando as cargas transmitidas pela superestrutura são elevadas. Existe uma grande variedade de estacas, sendo estas classificadas de diversas formas, desde a forma como são executadas até ao seu comprimento. Neste trabalho apenas serão estudadas estacas de trado continuo, sendo que neste tipo de elemento de fundação não ocorre deslocamento do terreno, uma vez que o solo é escavado com uma pá giratória e posteriormente é injetado betão no orifício criado.

A execução de estacas a trado continuo consiste em escavar o terreno com um trado até a uma certa profundidade, requerida de antemão em projeto, e após ser criado o furo, o trado é retirado ao mesmo tempo em que se injeta betão. Como se trata de uma estrutura de betão armado, após a colocação do betão é necessário colocar as armaduras e é aqui que se encontra a dificuldade na execução deste tipo de estacas, pois a partir de uma certa profundidade (aproximadamente 12 m) é exigida a realização de emendas na armadura longitudinal elevando assim, a complexidade do processo construtivo. De modo a facilitar o procedimento supracitado, a implementação de betão reforçado com fibras torna-se vantajosa, dada a boa ductilidade e resistência do conjunto, betão e fibras, a ações verticais e horizontais e a possibilidade de dispensar as armaduras a partir de uma certa profundidade.

1.2 ÂMBITO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Neste trabalho pretende-se estudar o comportamento não linear de estacas em betão reforçado com fibras (BRF), em particular estacas construídas a trado contínuo com injeção de betão. A utilização do betão reforçado com fibras tem em vista a substituição integral das armaduras das estacas em profundidades

onde os esforços de flexão e de corte são substancialmente inferiores aos que ocorrem nos estratos mais superficiais do solo de fundação.

Dada a complexidade de dispor as armaduras no betão em estado líquido nesse elemento de elevada extensão longitudinal e a necessidade de realizar emendas nas armaduras a partir de um determinado comprimento, a aplicabilidade desse método torna-se limitada e, portanto, a finalidade do estudo é avaliar a implementação de BRF como alternativa ao betão armado corrente e, possivelmente, expandir as estacas de trado contínuo a maiores profundidades .

Em particular, neste trabalho é analisado o comportamento não linear das estacas em BRF sujeitas a uma carga horizontal monotonamente crescente até à rotura, recorrendo para tal, ao *software* comercial Diana FEA, procurando avaliar os mecanismos de redistribuição de esforços que podem ocorrer quando as armaduras são parcialmente eliminadas.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente documento está organizado em cinco capítulos.

No capítulo 1 está presente a Introdução, onde se faz um breve enquadramento geral do trabalho realizado , contendo os objetivos gerais, a metodologia utilizada e a estrutura da dissertação.

No capítulo 2, numa fase introdutória, é explicado o conceito de estacas, as situações correntes da sua aplicabilidade na construção civil, as várias classificações das estacas e em seguida todo o processo construtivo de estacas de trado contínuo com injeção de betão, base do presente estudo, e as suas vantagens. A seguir, é feita uma breve descrição dos conceitos e mecanismos de transferência de esforços de estacas solicitadas através de cargas verticais e horizontais e as respetivas abordagens de cálculo tendo em conta a metodologia utilizada pela American Petroleum Institute (API,2007), nomeadamente, o método das curvas p-y, para os esforços devido a solicitações horizontais impostas na , e o método Francês, de Bustamante e GIANESSEL, atualizado ao ano de 2012 para solicitações verticais à compressão.

No capítulo 3 são abordados todos os aspetos relacionados com o betão reforçado com fibras, tais como: a sua história e primeiras aplicações, os seus mecanismos de redistribuição de esforços, as vantagens de utilização, os materiais constituintes, os vários ensaios e normas de determinação do seu comportamento à tração, a sua classificação e, por último, é apresentada a sua lei constitutiva e as suas metodologias de cálculo.

No capítulo 4 é abordado o caso de estudo de uma estaca isolada de 20 m de comprimento e 600 mm de diâmetro assente num solo não-coesivo (areia) carregada horizontalmente por uma força que cresce gradualmente até que se dê a sua rotura. São também retratadas as várias metodologias implementadas na conceção dos vários modelos analíticos, desde os experimentais até ao modelo final de elementos finitos. Também se realiza a validação das curvas p-y inseridas no *software* comercial Diana FEA através da comparação dos resultados obtidos com os resultados do *software* RSPile, que tem por base na sua análise o método das curvas p-y, bem como, do comportamento do betão reforçado com fibras de classe de ductilidade a. Por fim, é efetuada uma avaliação do comportamento não linear da estaca através dos resultados obtidos.

No capítulo 5 encontram-se as conclusões do trabalho realizado e possíveis desenvolvimentos futuros.

2

ESTACAS ISOLADAS – ANÁLISE ESTRUTURAL

2.1 INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO

As estacas são elementos estruturais esbeltos utilizados para transferência de cargas, provenientes da estrutura até camadas mais profundas do solo. Em comparação com fundações superficiais, o equilíbrio de uma carga vertical por uma fundação de estacas normalmente envolve interação com o solo através das laterais e da base. A carga máxima equilibrada através da lateral é intitulada de resistência lateral, enquanto que a carga máxima suportada pela base é chamada de resistência de base. O topo da estaca, onde recebe a carga da estrutura, é chamado de cabeça da estaca (Fernandes, 2020).

A situação mais comum onde se enquadra a preferência por uma fundação de estacas é quando as camadas mais próximas à superfície do solo não têm a resistência suficiente para suportar a carga aplicada pela estrutura. Além disso, no caso da carga transmitida à fundação ser de tração, então a solução mais adequada a adotar passa por executar fundações de estacas. Neste caso, o equilíbrio de carga requer a mobilização da resistência do lateral. Quanto à interação estaca-solo induzida por cargas horizontais aplicadas na cabeça da estaca, irá causar deslocamentos horizontais das estacas, que levam à mobilização de tensões normais ao terreno sendo que tal interação induz momentos fletores e tensões de corte ao longo do comprimento da estaca (Fernandes, 2020).

Além dos cenários descritos acima, devido à sua versatilidade, as estacas podem ser uma solução conveniente em condições muito diversas e para diferentes finalidades, por exemplo quando as camadas superficiais apesar de terem capacidade de carga resistente suficiente para aguentar a carga transmitida ao solo, mas imediatamente abaixo da estrutura existe grande probabilidade de ocorrer erosão interna ou instabilidade das camadas devido às forças de infiltração ou liquefação, ou quando as camadas mais superficiais do solo sofrem movimentos sazonais (solos expansivos) e a estrutura é particularmente sensível a assentamentos diferenciais ou quando a estrutura transmite ao solo cargas verticais/horizontais excessivamente altas (Fernandes, 2020).

Um motivo que contribui ainda mais para o uso crescente de estacas é o fato da sua construção envolver processos mais industrializados (mecanizados) do que a execução de fundações superficiais (Sapatas e Ensoleiramentos). Isso pode reduzir, em alguns casos, o tempo necessário de execução e os custos gerais da obra (Fernandes, 2020).

As estacas podem ser classificadas em vários tipos, com base no método de execução, as estacas são geralmente classificadas em duas tipologias: estacas com deslocamento e estacas de sem deslocamento. As estacas com deslocamento são instaladas sem a remoção de solo durante a construção, exigindo

deslocação do solo para permitir a sua cravação, através de percussão, prensagem ou vibração. Por outro lado, quando a terra é retirada através de meios mecânicos na execução da estaca, esta é classificada como estaca sem deslocamento. Neste tipo de estacas, por norma, o betão é o material mais utilizado para preencher a cavidade perfurada no solo, sendo depois acoplado à armadura.

A classificação apresentada é bastante ampla, pois diferentes técnicas podem ser adotadas para construir estacas com e sem deslocamento de solo. Dentro das estacas com deslocamento estão inseridas as estacas pré fabricadas de betão, estacas de aço, estacas de madeira e estacas de betão fundido. No tipo de estacas sem deslocamento estão inseridas as estacas Franki, estacas escavadas com lamas, estacas moldadas com recurso a tubo recuperado e estacas de trado continuo com injeção de betão (CFA), base de estudo deste trabalho.

A execução deste tipo estacas distribui-se em 3 principais fases de construção, sendo elas as seguintes: 1) *Drilling* (Perfuração), 2) *Withdrawal and concreting* (Extração do material e betonagem) e 3) *steel cage installation* (Colocação da armadura). Todo este processo construtivo é ilustrado nas Figuras 1 e 2.

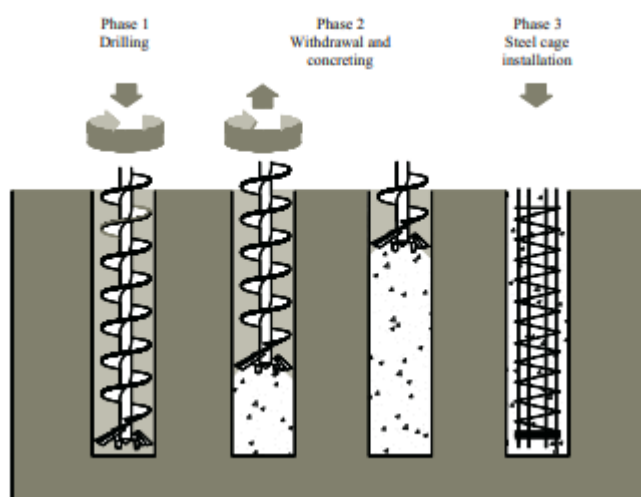


Figura 1- Fases do Processo Construtivo de Estacas a Trado Continuo (Fernandes,2020)

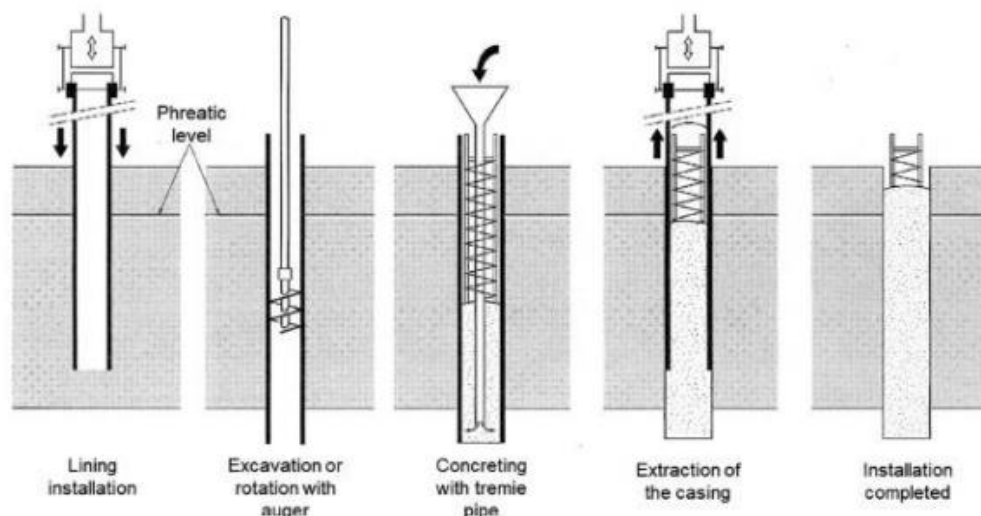


Figura 2 – Processo Construtivo de Estacas a Trado Contínuo com Injeção de Betão com tubo moldado (Frank,2022)

O método de execução de estacas de trado contínuo consiste em realizar a perfuração do terreno com um trado, materializado por uma espiral contínua que permite a escavação do solo. A perfuração do solo é garantida pela ação rotativa e avanço em profundidade do trado que ocorre de forma contínua até ser atingida a profundidade de encastramento pretendida. O material a escavar fica aprisionado entre as espiras/pás, sendo removido pelo trado na sua extração até à superfície. O trado contínuo apresenta no seu interior, um corpo tubular oco que permite pela ação mecânica de uma bomba, a betonagem pelo interior do trado, efetuando assim o preencimento da estaca com betão ao mesmo tempo que o trado é retirado. Como já foi referido anteriormente, este tipo de estacas são constituídas essencialmente de betão armado atingindo profundidades até 35 metros para equipamentos de elevado porte. A estaca pode ser integral ou parcialmente armada, sendo comum um comprimento máximo de armadura de 12 a 14 metros, para condições normais. Tendo em conta que a colocação da armadura, que neste método ocorre após a betonagem, quando existe a necessidade de adotar comprimentos elevados, pode afetar significativamente a introdução a sua introdução no orifício e complexidade do método pode aumentar se houver a exigência de executar emendas. Quanto à execução do fuste da estaca, é usual a utilização de comprimentos entre os 22 e 25 metros. Este processo é geralmente usado em estruturas e edifícios menos complexos e em horizontes geológico-geotécnicos compatíveis com as profundidades de execução. Esta metodologia produz poucas vibrações durante a execução, sendo adequada para locais urbanos ou com estruturas sensíveis num raio de distância curto (Tavares, 2016).

A construção deste tipo de estacas de trado contínuo apresenta várias vantagens que o tornam num dos métodos mais usados atualmente, desde o elevado rendimento de execução do método, o que trará reduções nos tempos de execução das fundações, a redução dos custos de obra, a possibilidade de executar as estacas em diferentes formas, nomeadamente, comprimento e diâmetro variáveis dentro dos limites estabelecidos pelas máquinas, a inexistência de vibração, mas também acarreta alguns aspetos menos favoráveis, dando como exemplos, a necessidade das máquinas terem elevado torque, no caso de existir presença de água, poderá criar dificuldades na betonagem da estaca, a impossibilidade de atravessar solos com elevada resistência, entre outras (Tavares, 2016).

Como referido anteriormente, as estacas estão sujeitas a forças exteriores pelo que devem ser dimensionadas de forma correta e eficiente de modo a cumprirem a sua função com melhor desempenho estrutural possível, podendo este ser influenciado pelas características mecânicas do solo-fundação, o tipo de estaca, o tipo de material implementado, assim como o método de execução escolhido. Ao implementar uma estaca no terreno, esta pode estar sujeita a ações de carga verticais e/ou ações de carga horizontais, provenientes das estruturas que suportam ou dos solos envolventes à estaca (Santos, 2008).

2.2 AÇÕES VERTICAIS

Para se conseguir dimensionar a resistência de estacas para ações verticais, as metodologias de cálculo a adoptar regem-se pelo EuroCódigo 7 – Projeto Geotécnico, onde se enquadra a utilização de resultados de ensaios de cargas estáticos, aplicação de métodos de cálculo analítico e/ou empíricos com base em resultados de ensaios de carga estáticos em condições semelhantes e a aplicação de métodos de ensaios de carga dinâmicos cuja validade tenha sido demonstrada através de ensaios de carga estáticos em situações comparáveis. Neste situação (ações verticais), o que determina a capacidade da estaca resistir a cargas verticais são as resistências de ponta e lateral (Santos, 2008), como demonstrado na figura seguinte. Na Figura 3 está representado um esquema dos mecanismos de transferência de carga.

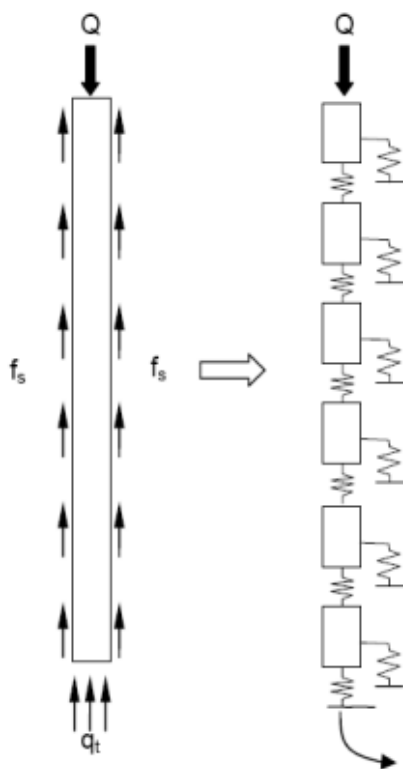


Figura 3– Mecanismos de transferência de carga (Fonseca,2020); qt – resistência unitária de ponta; fs – resistência unitária lateral

A capacidade de carga, R_c , para carregamentos axiais, é então a soma de ambos os componentes, isto é, a resistência lateral (R_s) e a resistência de ponta (R_b) subtraindo o peso próprio da estaca (P).

$$R_c = R_s + R_b - P \quad (1)$$

Se a estaca suporta cargas de tração, a resistência de ponta não pode ser mobilizada, portanto:

$$R_t = R_s + P \quad (2)$$

No caso de efetuarmos uma verificação de segurança, o peso próprio pode ser considerado uma carga adicional e ser somado à carga total transmitida pela estrutura e nesse caso a capacidade de carga torna-se:

$$R_c = R_s + R_b \quad (3)$$

Relativamente à resistência de ponta, R_b , ela pode ser calculada através da seguinte equação:

$$R_b = q_b + A_{base} \quad (4)$$

Onde, q_b ,é a resistência unitária da ponta da estaca e, A_{base} ,a área da seção transversal da ponta da estaca.

A resistência lateral, R_s , pode ser dividida por camadas e é calculada segundo a seguinte expressão:

$$R_s = \sum q_{si} A_{si} \quad (5)$$

Onde q_{si} é a resistência unitária lateral constante ao longo de cada camada e A_{si} a área da superfície lateral do fuste, correspondente à camada.

Estes dois parâmetros, nomeadamente, q_b e q_{si} podem ser obtidas através de métodos analíticos, semi-empíricos ou testes de carga. Por norma, estacas escavadas, ou seja, com deslocamento do solo, normalmente apresentam uma resistência de ponta mais baixa comparativamente com do que estacas cravadas, pelo simples fato destas não produzirem deslocamento no solo. Quando os parâmetros do solo são determinados através de ensaios in-situ, uma alternativa é utilizar os métodos semi-empíricos, que correlacionam os resultados de ensaios in-situ diretamente com resistências unitárias lateral e de ponta obtidos em testes de cargas (Fernandes, 2020).

Existem vários métodos semi-empíricos baseados em ensaios e resultados in-situ, mas o método com base no ensaio CPT e PMT, apelidado de método francês, é o método mais difundido na comunidade

científica, pois este correlaciona resultados obtidos in-situ com resultados de ensaios de carga de estacas reais tendo por base um número elevado de casos práticos, cerca de 400, com correlações bem executadas e uma ampla variedade de maciços de várias naturezas.

2.2.1 MÉTODO BASEADO NO ENSAIOS/ RESULTADOS DE CPT E PMT (MÉTODO FRANCÊS OU MÉTODO LCPC)

2.2.1.1 RESISTÊNCIA DE PONTA BASEADA NO ENSAIO CPT

Os resultados dos testes de penetrômetro de cone (CPT) e pressímetro (PMT) podem ser usados para estimar a capacidade de carga das estacas. Bustamante e Gianselli (1981) correlacionaram a resistência da ponta unitária, q_b , no caso do ensaio CPT e a pressão limite, p_l , no caso do ensaio PMT com resistências de ponta e lateral, determinadas nas estacas de teste de carga, e propuseram o método detalhado em MELT (1993). Este método tem sido continuamente atualizado e a versão mais recente pode ser encontrada em AFNOR (2012). Os tipos de solo podem ser classificados, tendo por base os resultados CPT ou PMT, conforme mostrado na Figura A.1, e as estacas são categorizadas em 20 tipos e 8 classes, de acordo com o seu método de construção. Esta categorização está presente na Figura A.2.

A resistência de ponta unitária, q_b , é dada pela equação:

$$q_b = k_c \cdot q_{ce} \quad (6)$$

onde k_c é um coeficiente que depende do tipo de solo e da classe da estaca (Anexos, Figuras A.1 e A.2) e q_{ce} é a resistência do cone equivalente. Se considerarmos o solo como uma camada homogênea, a resistência do cone equivalente pode ser calculada da seguinte forma:

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (6.1)$$

Onde,

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0.5m\right\} \quad (6.2)$$

E,

$$b = \min\{a; h\} \quad (6.3)$$

onde a e b são comprimentos característicos conforme a Figura 4, $q_{cc}(z)$, é a resistência do cone corrigida obtida por eliminação dos valores extremos (maior que 1.3 vezes a média de q_b), D é a profundidade da estaca medida a partir da superfície, B , é o diâmetro da estaca e, h é o comprimento de encastramento. A resistência do cone corrigido $q_{cc}(z)$ é obtido calculando a média da resistência do cone, q_{bm} , ao longo do comprimento $b + 3a$:

Na figura abaixo podemos ter uma melhor percepção de todos os parâmetros de cálculo acima mencionados.

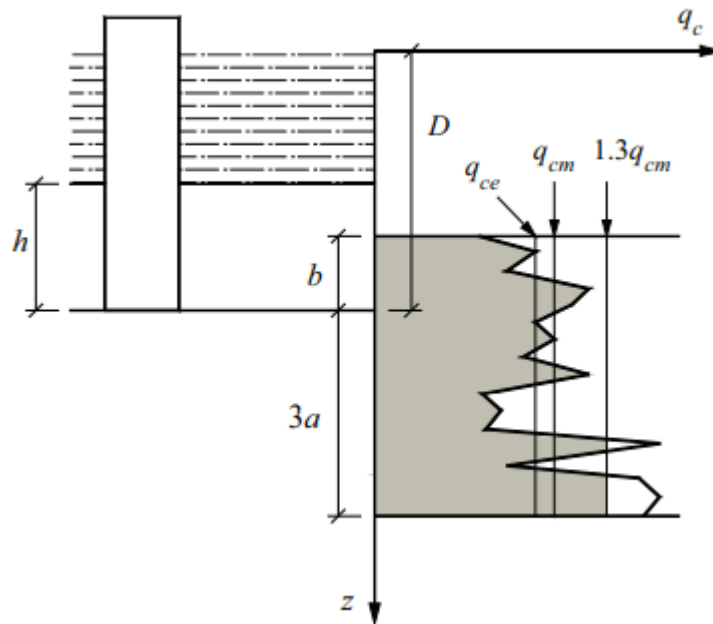


Figura 4 – Cálculo Resistência Cone Equivalente (Fernandes, 2020)

$$q_{bm} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (7)$$

e retirando os valores maiores que $1,3 q_{bm}$.

O valor do coeficiente, k_c , depende da profundidade de penetração efetiva, Def , que é calculada da seguinte forma:

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^D q_c(z) dz \quad (8)$$

onde h_D é igual a $10 B$.

Se $D_{ef}/B \leq 5$, o valor de k_c é calculado conforme mostrado na Figura A.3, caso contrário o seu valor máximo é mostrado na Figura A.4.

2.2.1.2 RESISTÊNCIA LATERAL BASEADA NO ENSAIO CPT

A resistência unitária lateral, q_s , com base no ensaio CPT na profundidade z , é determinada em função da resistência de cone q_c , do tipo solo e de estaca e pode ser calculada através da equação 9.

$$q_s(z) = \alpha_{pile-soil} f_{soil}[q_c(z)] \leq q_{s\text{ máx}} \quad (9)$$

Onde os valores do coeficiente adimensional, $\alpha_{pile-soil}$, estão apresentados na Figura A.5. O valor de f_{soil} depende da resistência de cone, q_c e do tipo de solo. Na Figura 5 podem ser observadas as várias curvas f_{soil}/q_c para diferentes tipos de solos, desde argilas até solos arenosos.

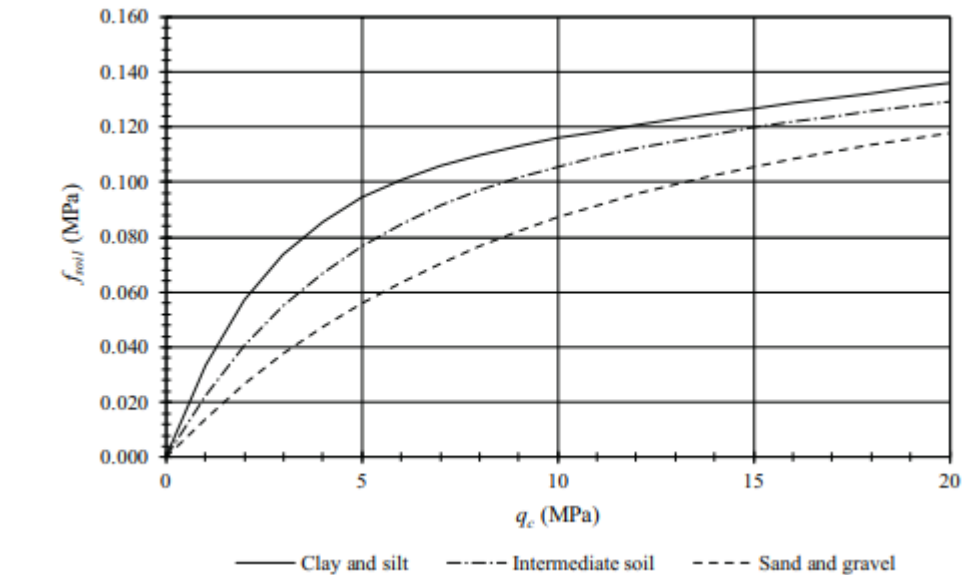


Figura 5 - Determinação do parâmetro f_{soil} (Fernandes 2020)

As curvas acima apresentadas podem ser expressas pela seguinte equação:

$$f_{soil}(q_c) = (aq_c + b)(1 - e^{-cq_c}) \quad (10)$$

onde os coeficientes a , b e c são apresentados na Figura A.6 .

2.3 AÇÕES HORIZONTAIS

Além de estarem sujeitas a cargas verticais, as estacas também podem estar sujeitas a cargas horizontais ou a momentos aplicados na sua cabeça. No passado, esse problema era acautelado passando pela escolha de executar a fundação em grupos de estacas, onde algumas destas eram executadas com alguma inclinação segundo a vertical de forma a absorver as cargas horizontais impostas, induzindo sobre as mesmas cargas axiais, mas por dificuldades notáveis na sua execução, a prática foi sendo esquecida sendo mais usual nas práticas de hoje, construir estacas verticais.

Nas construções de estruturas, atualmente, são requeridas estruturas mais resistentes e resilientes às ações sísmicas o que recai no dimensionamento, a opção por estacas com seções transversais maiores de modo a suportar grandes cargas laterais. Este processo de carregamento lateral de uma estaca constitui um problema clássico da engenharia geotécnica de interação solo-estrutura, onde a deflexão da estaca e a resistência lateral do solo são dependentes entre si.

De uma forma genérica, as estacas carregadas transversalmente ao seu eixo podem ser divididas em duas categorias: 1) Estacas curtas ou rígidas e 2) Estacas longas ou flexíveis, tal como representado na figura abaixo:

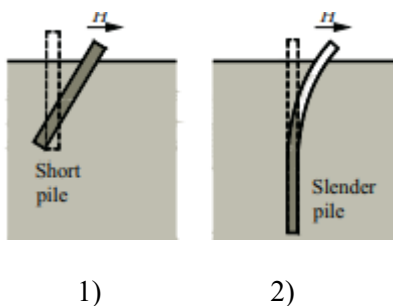


Figura 6 - Modos de rotura de estacas carregadas lateralmente: 1) Estacas curtas ou rígidas; 2) Estacas longas ou flexíveis (Fernandes,2020)

O mecanismo de rotura de uma estaca curta (*Short Pile*) é dependente das propriedades mecânicas do solo, isto é, existe rotura do sistema porque o solo cede antes de se esgotar efetivamente da capacidade resistente da estaca. Este é um dos problemas de interação solo-estrutura onde o elemento estrutural se comporta como um corpo rígido. Por outro lado, o mecanismo de ruptura de uma estaca esbelta (*Slender Pile*) é comandada pela capacidade estrutural da estaca em resistir às forças produzidas na interação solo-estrutura, ou seja, a estaca entra em rutura antes do terreno.

A classificação da estaca depende essencialmente de três parâmetros, nomeadamente, da rigidez à flexão da estaca, do comprimento da própria estaca e da rigidez do solo. Uma vez que a função das estacas é atingir extratos profundos do solo, estas são na sua maioria longas e flexíveis.

2.3.1 INTERAÇÃO SOLO /ESTRUTURA

Estacas longas carregadas lateralmente constituem um problema clássico de interação solo-estrutura, onde os deslocamentos e as tensões de flexão da estaca dependem das tensões laterais mobilizadas no solo e, desse modo, os aspectos geotécnicos e estruturais devem ser analisados de forma integrada.

Devido à mobilização de grandes pressões de reação lateral perto da cabeça da estaca, a deflexão da estaca diminui com a profundidade até chegar a valor nulo. No entanto, as tensões não são nulas quando se atinge o mínimo deflexão, sendo que neste ponto específico a estaca muda de direção e a reação do solo é mobilizada de forma oposta.

De forma a analisar os problemas de interação solo-estrutura quando estacas são carregadas transversalmente, uma das alternativas passa pela utilização do método das curvas p-y. Este método nada mais é que uma generalização do método de Winkler (1867), mas assume leis não lineares para o comportamento do solo, sendo que o método de Winkler tem como base a teoria de uma viga numa fundação elástica, homogênea e linear em profundidade.

A Figura 7 mostra os diagramas de resposta de uma estaca em profundidade, quando submetida a uma carga lateral e um momento genérico aplicado na sua cabeça. A magnitude destes diagramas depende de diversos fatores como: i) rigidez à flexão da estaca; ii) propriedades do solo; iii) condições de contorno da estaca.

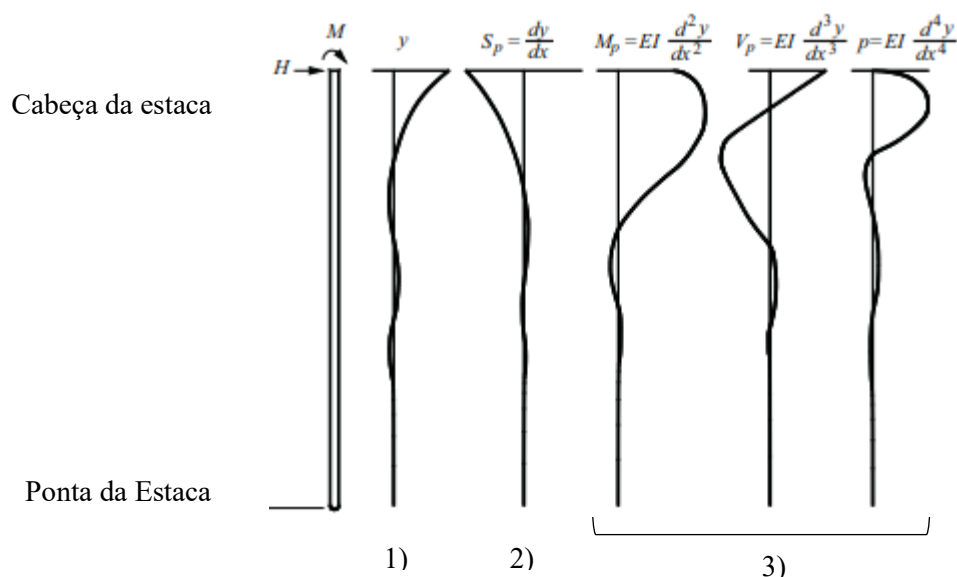


Figura 7 - Diagramas de resposta de uma estaca quando carregada lateral: 1) Deslocamentos; 2) Rotação; 3) Tensões Internas da estaca (Fernandes, 2020) – Adaptado

2.3.2 MÉTODO DAS CURVAS P-Y

Este método, que assume leis não lineares para a resposta do solo, também interpreta que a interação solo-estrutura é representada através de molas situadas em cada nó da estaca, considerando a estaca ,uma viga Euller-Bernoulli, e oseu comportamento é representado através das curva p-y, onde P representa a reação do solo por unidade de comprimento e y, o deslocamento da estaca. A Figura 8 simula o comportamento das molas na interação solo-estrutura e as correspondentes curvas p-y em regime elástico.

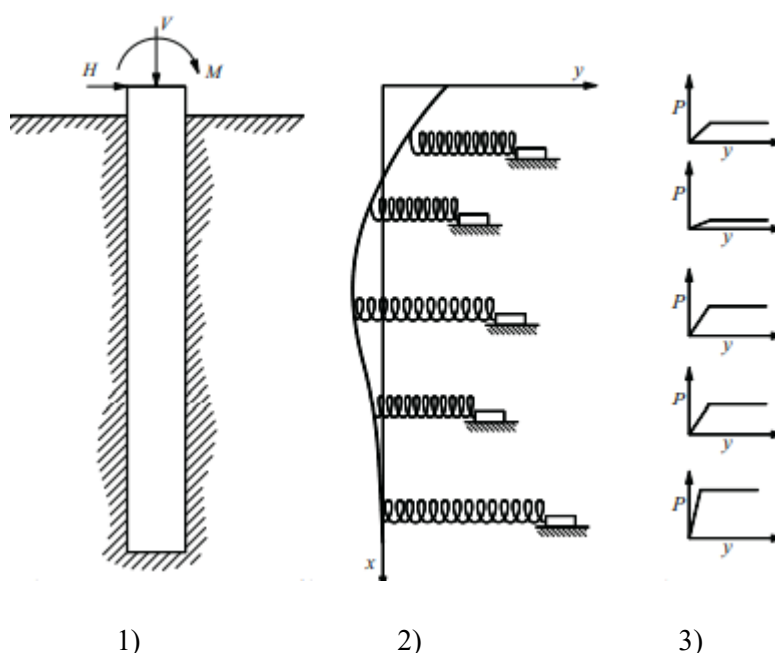


Figura 8 - Métodos das curvas p-y : 1) Condições de carregamento; 2) Comportamento Molas na interação solo-estrutura; 3) Curvas p-y (Fernandes,2020)

A relação reação do solo – deslocamento (p-y) no caso de solos não-coesivos é não linear. Um exemplo da sua representação encontra-se na Figura 9 e pode ser calculada segundo a expressão 11.

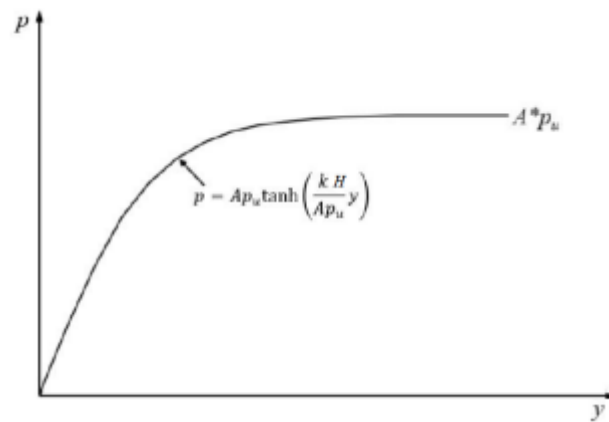


Figura 9 - Curva P-Y segundo o método API para solos não-coesivos (RocScience, 2022a)

$$P = A \cdot p_u \cdot \tanh \left[\frac{k \cdot H}{A \cdot p_u} \cdot y \right] \quad (11)$$

A – fator que leva em consideração a condição de carga estática ou cíclica pode ser:

$A = 0,9$ para cargas cíclicas

ou

$A = (3,0 - 0,8 H D) \geq 0,9$ para cargas estáticas;

p_u – resistência última do solo(k_{pa});

k – módulo de reação inicial do solo (kN/m^3), determinado em função do ângulo de atrito (ϕ) (ver Figura 10);

y – deslocamento lateral (m);

H – profundidade (m)

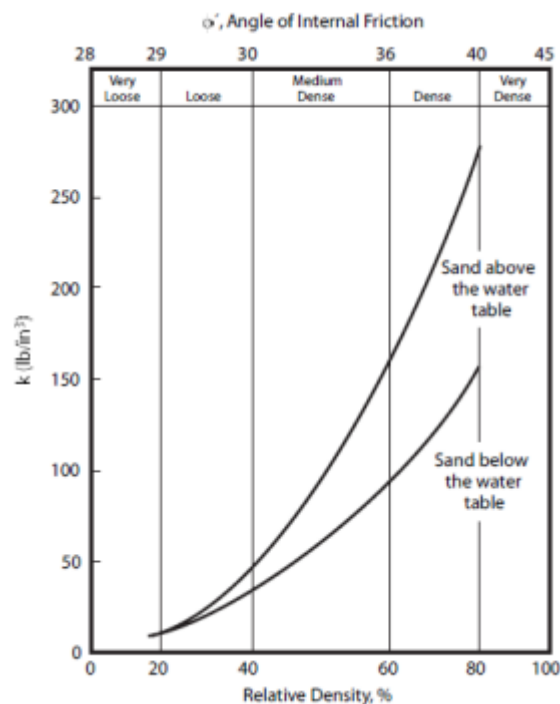


Figura 10 - Determinação do módulo de reação inicial do solo (k) em função do ϕ (API, 2007)

A resistência última do solo (p_u) para uma areia varia com a profundidade estando dividida em dois parâmetros, nomeadamente, p_{us} e p_{ud} , sendo a primeira resistência para profundidades mais superficiais e a segunda para profundidades profundas do solo. A resistência última do solo terá o menor dos valores determinados pelas equações abaixo:

$$p_{us} - \text{resistência última do solo superficial} = (C_1.H + C_2.D).\gamma.H$$

$$p_{ud} - \text{resistência última do solo profundo} = C_3.D.\gamma.H$$

onde ,

D – diâmetro da estaca (m);

γ – peso específico do solo (kN/m³);

H – profundidade (m);

C_1 , C_2 , e C_3 – coeficientes determinados em função do ângulo de atrito (ϕ) (ver Figura 11).

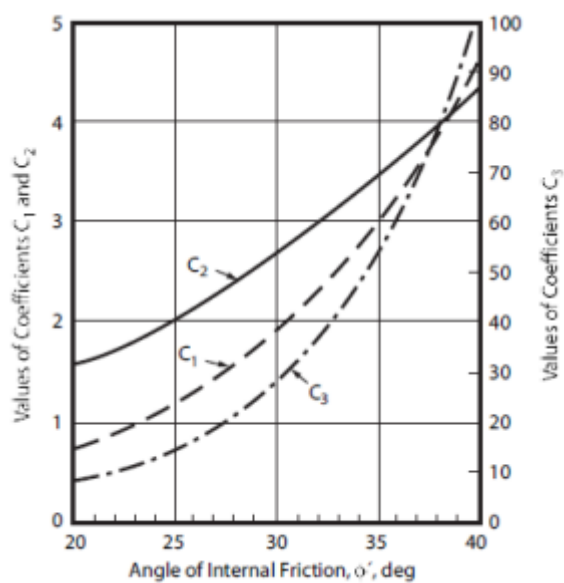


Figura 11 - Determinação dos coeficientes C_1 , C_2 , e C_3 em função do ϕ (API, 2007)

3

BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS (BRF)

3.1 INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO

Por betão reforçado com fibras (BRF) entende-se todo o material de matriz cimentícia, de betão ou argamassa, ao qual se adiciona fibras, de qualquer tipo, de forma aleatória. A utilização deste tipo de material remonta à milhares de anos, onde se percebeu que adicionar, por exemplo, palha às misturas de materiais, tinha um efeito de reforço na resistência do material sendo este método utilizado ainda nos dias de hoje, com que diferentes materiais, nomeadamente aço, polímeros, vidro, carbono e usos mais específicos.

Atualmente esta metodologia têm sido diversificada na construção de pavimentos de edifícios industriais ou estruturas de suporte, tendo como principais vantagens a redução de recursos humanos na sua aplicação, em contraste com as armaduras convencionais, onde é necessária mão de obra especializada para o corte e colocação em obra, assim como, a redução do tempo de execução das estruturas. A aplicação de betão reforçado com fibras torna-se muito vantajoso não só a nível económico como técnico, sendo que as fibras oferecem um reforço mais homogêneo e maior ductilidade ao material compósito tornando o comportamento à fendilhação do betão muito melhor.

Essa ductilidade do BRF está directamente relacionada com os mecanismos de reforço proporcionado pelas fibras. Este tipo de mecanismos dependem, essencialmente, da configuração geométrica das fibras, logo, vantagens proporcionados pelas fibras lisas resultam da aderência e atrito entre as estas e a matriz envolvente e da sua deformação. Já no caso das fibras com superfícies irregulares, além dos anteriores mecanismos existe ainda o efeito de “engrenagens” produzido entre a fibra e matriz envolvente, resultantes das irregularidades na sua superfície. Também quando as suas extremidades das fibras são dobradas, além de todos os mecanismos supracitados existe o mecanismo resultante da ancoragem das extremidades no betão, proporcionando com base em estudos efetuados, um melhor desempenho do betão.

Após a carga de fendilhação do betão, que não é significativamente alterada para percentagens correntes de fibras, as tensões libertadas pelo betão passam a ser suportadas na sua maioria por estas, sendo que elas podem reduzir a abertura de fendas, além de, reduzir a largura das mesmas, melhorando assim a sua durabilidade, podendo até substituir na íntegra a aplicação de armadura (*fib model code*, 2010). Nas Figuras 12 e 13 estão representados os mecanismos de reforço para os diferentes tipos de fibras.

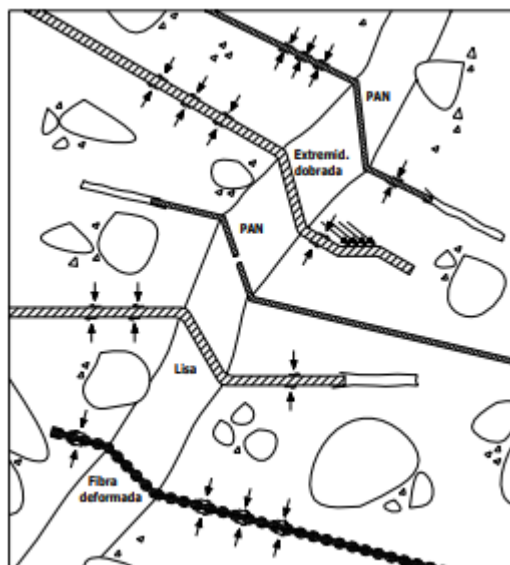


Figura 12 - Mecanismos de reforço de diversos tipo de fibras (Barros e Sena, 2001)

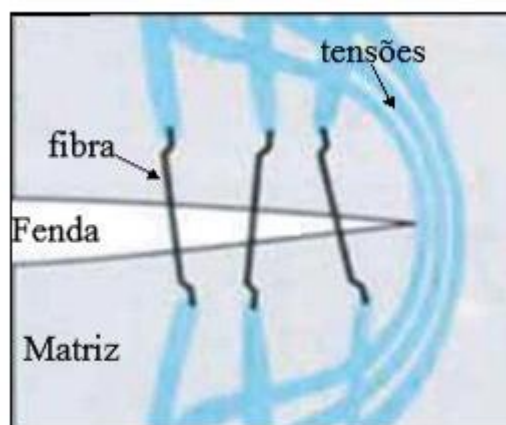


Figura 13 - Ponte de tensões com fibras numa fenda (Fernandes, 2012)

3.2 MATERIAIS CONSTITUINTES DO BRF

A possibilidade de redistribuir tensões após a fendilhação do betão, confere ao compósito a capacidade de absorver tensões para abertura de fendas relativamente elevadas. A eficácia do compósito no comportamento à tração depende principalmente do betão (cimento, agregados, água, aditivos) e o tipo de fibras.

3.2.1 BETÃO

O betão, formado pela mistura de água, cimento, agregados e aditivos, é a matriz do BRF. De forma a garantir uma boa trabalhabilidade e homogeneidade da mistura, o que é extremamente essencial para o bom desempenho do betão, a sua composição deve ser estudada pois uma constituição do betão armado convencional, na sua maioria, é a mais adequada para um betão reforçado com fibras (Neves, 2003). De

qualquer modo o tipo de cimento utilizado nos compósitos de BRF, é o mesmo utilizado no betão simples, já que o facto das fibras serem adicionadas ao betão não tem qualquer influência nas reações químicas ocorridas, mantendo-se a utilização do cimento Portland que naturalmente será escolhido segundo a classe de durabilidade e resistência requerida. Já na adição de água à mistura, esta deverá seguir um critério de redução água/cimento de forma a garantir a resistência e a trabalhabilidade necessária. Quando se adiciona fibras à mistura esta perde trabalhabilidade, logo é necessário adicionar um adjuvante plastificante ou superplastificante para promover maior trabalhabilidade ao composto não alterando a relação água/cimento. Relativamente à junção de agregados e tendo em vista a trabalhabilidade e desempenho das fibras na transmissão de tensões, a máxima dimensão do agregado deverá ser metade do comprimento da fibra usada, pois a uniformidade da distribuição das fibras é proporcional ao tamanho do agregado (Figueiredo, 2011).

3.2.2 FIBRAS

A utilização de fibras no betão é considerada como um melhoramento estrutural quando a adição destas ao betão contribui para a sua capacidade resistente. Neste sentido, surgiu uma norma nacional com enquadramento europeu NP EN 14889, em vigor desde 2008 que categoriza o tipo de fibras em dois tipos: Fibras de Aço e Fibras Poliméricas.

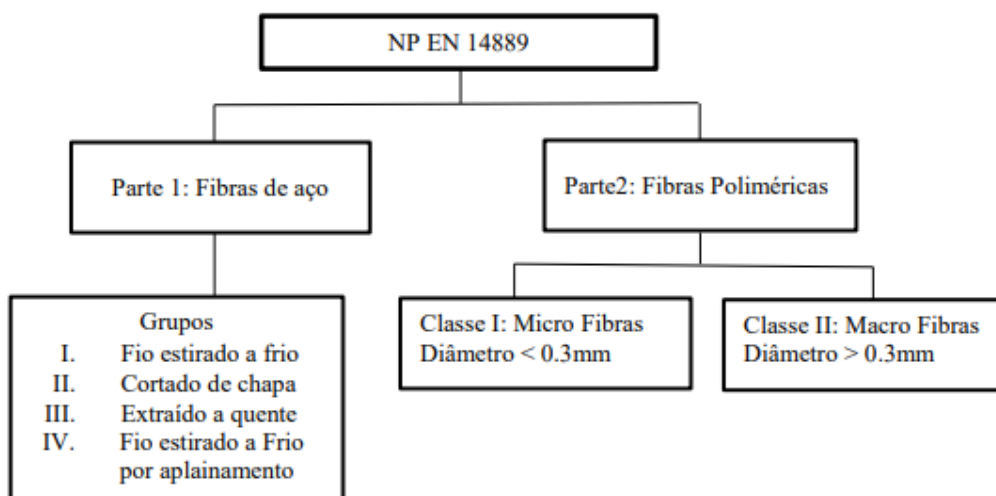


Figura 14 - Classificação das fibras (NP EN 14889)

Dentro dos principais tipos de fibras apenas algumas são implementadas na construção civil, sendo as fibras de aço, geralmente as mais utilizada, que comparativamente às fibras sintéticas, destacam-se pela sua durabilidade e custo, tornando-se assim, mais apelativas no mercado.

3.2.2.1 FIBRAS DE AÇO

Os vários tipos de fibras de aço existentes no mercado procuram melhorar a ductilidade do compósito e consequentemente do elemento estrutural. Nas investigações realizadas, está subjacente o aumento da área de contacto da fibra com a matriz o que aumenta o atrito em fase de arrancamento. O aumento da área de contacto pode ser realizado através de vários processos:

- Deformar a fibra para obter amarração mecânica nas extremidades (ancoragens);
- Aumentar da rugosidade da fibra;
- Torcer a fibra ao longo do seu comprimento;
- Deformar ao longo do seu comprimento;
- Tratar micromecanicamente a superfície.

Deste modo, como pode ser observado pela Figura 15, existem diversos formatos de fibras e estas não são todas iguais, logo não faz sentido a sua distinção apenas pelo seu comprimento ou diâmetro.

Tipo	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Figura 15 - Classificação e geometria das fibras de aço para reforço do betão (Figueiredo, 2008)

A resistência da ligação entre a fibra e a matriz, não depende unicamente das propriedades características das fibras mas também da resistência da matriz sendo que quanto maior for a sua resistência, maior será a tensão de arrancamento. No entanto, se a resistência da matriz for muito grande ou o tipo de ancoragem for muito rígido, a rotura pode não se dar por arrancamento mas sim pela rotura da fibra. Na Figura 16 estão ilustrados os tipos de mecanismos de arrancamento quando são adotados alguns tipos de

ancoragens, nomeadamente quando a fibra é introduzida num betão de características normais, de alta resistência ou quando a fibra contém um sistema de ancoragem com elevada rigidez.

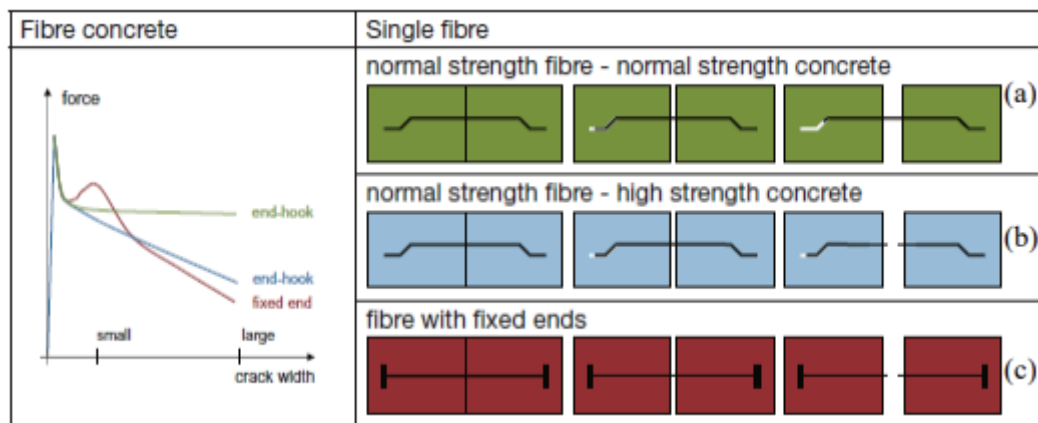


Figura 16 - Arrancamento de fibras de aço para três tipos de ancoragem, (a) fibra em gancho inserida num betão normal, (b) fibra em gancho inserida num betão de alta resistência e (c) fibra com sistema de ancoragem com rigidez elevada

De forma a proporcionar maior ductilidade ao elemento estrutural, o mecanismo de arrancamento adequado deve ser aquele no qual, a fibra é arrancada por escorregamento e deformação do gancho.

3.3 DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO À TRAÇÃO DO BRFA

A junção de fibras metálicas ao betão tem como objetivo melhorar o comportamento do betão após este atingir as tensões de fendilhação, sendo estas responsáveis por transferi-las através das fendas que são abertas, permitindo a mobilização de tensões mesmo após o betão fendilhar. Para estudar esse fenómeno de transferência de tensões é necessário determinar a lei constitutiva do material composto nomeadamente a lei σ - w (tensão-abertura de fenda).

Várias foram as normas que surgiram a par de estudos deste material que permitiram regularizar os ensaios experimentais que servem de base para caracterizar o comportamento à tração do betão reforçado com fibras de aço. Neste presente trabalho irá ser apresentado de forma genérica quatro ensaios normalizados para a caracterização do betão reforçado com fibras. Destes quatro ensaios, três são ensaios de flexão e um, ensaio de tração uniaxial.

3.3.1 Ensaios de Flexão em Painéis Quadrados segundo NP EN 14488-5

A norma NP EN 14488-5, apresenta todas as etapas do ensaio à flexão de um painel quadrado em BRFA, sendo este conhecido como um ensaio da determinação da capacidade de absorção de energia, servindo também para determinar indiretamente a lei constitutiva do material com base na resposta força-flecha (F - δ). Esta norma propõe um ensaio à flexão de um painel de dimensões $600 \times 600 \times 100 \text{ mm}^3$, apoiado em toda a envolvente com um vão de 500 mm. No centro do painel aplica-se uma carga pontual vertical (F) através de uma placa de aço, com dimensão $100 \times 100 \times 20 \text{ mm}^3$. O registo da flecha é realizado por

meio de um transdutor de deslocamento no centro do painel. A Figura 17 esquematiza o processo do ensaio.

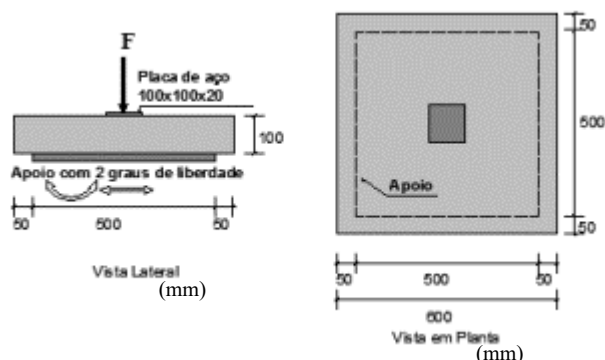


Figura 17 - Ensaio de flexão em painel quadrado seguindo NP EN 14488-5

3.3.2 Ensaio de Flexão em Painéis Circulares seguindo ASTM C 1550

A norma americana ASTM C1550 propõe o ensaio à flexão num painel circular apoiado em três pontos simetricamente dispostos, com uma força pontual aplicada verticalmente no centro do painel. O painel tem diâmetro de 800 mm e uma espessura de 80 mm. Os resultados a extrair são as relações entre a força (F) e a flecha (δ). A Figura 18 ilustra todo o processo do ensaio.

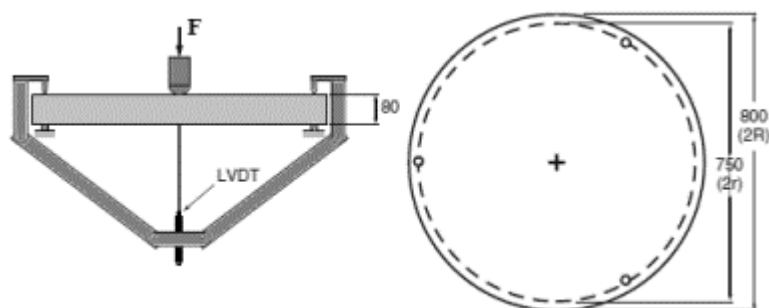


Figura 18 - Ensaio de flexão em painel circular seguindo ASTM C1550

3.3.3 Ensaio de Flexão numa Viga Entalhada segundo EN 14651

A norma EN 14651:2005 propõe um ensaio à flexão numa viga e centra-se na determinação das tensões residuais de flexão. As dimensões da viga são de $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ e é apoiada em dois rolos metálicos de 30 mm de diâmetro afastados 500 mm entre si, como exemplificam as Figuras 19 e 20. Com o objetivo de localizar a fenda a meio vão, realiza-se três dias antes do ensaio um corte com uma profundidade de 25 mm (entalhe). No centro, aplica-se uma carga vertical pontual por meio de um cilindro com 30 mm de diâmetro.

O resultado dos ensaios são as curvas força-flecha (F- δ) ou também poderá ser medida a abertura de fenda na boca do entalhe (CMOD) e com isto traçar a curva força versus abertura de fenda (F- CMOD).

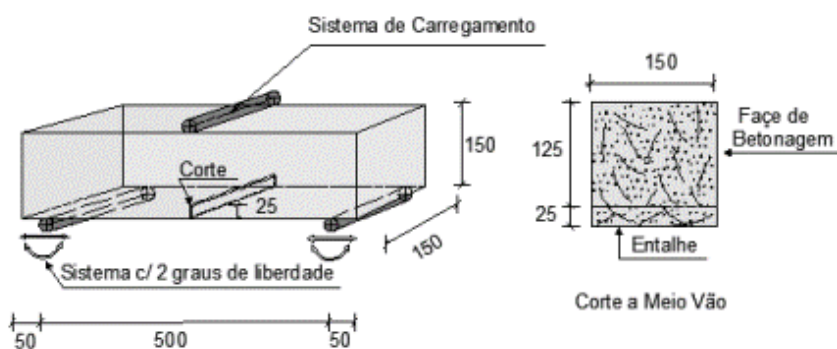


Figura 19 - Ensaio à flexão na viga entalhada segundo EN 14651:2005

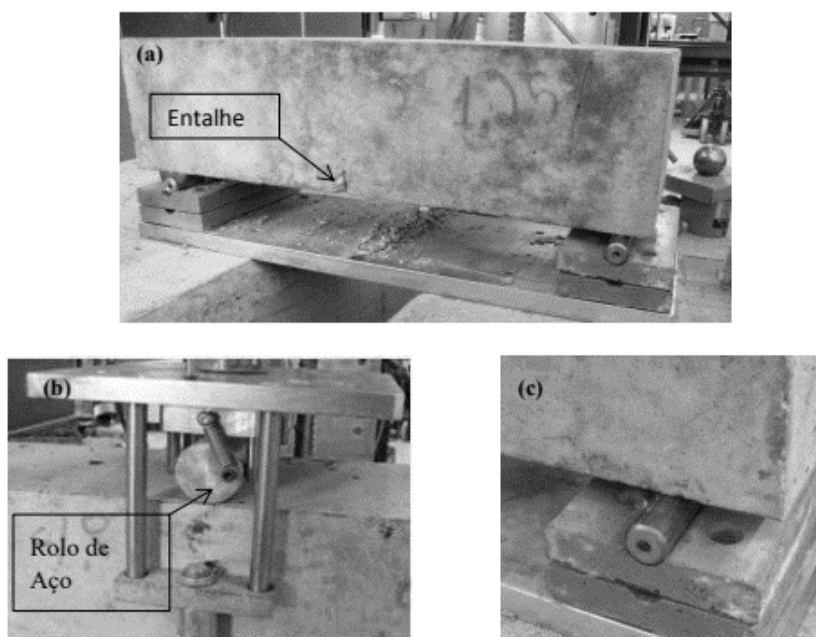


Figura 20 - Sistema de ensaio da viga: (a) viga pousada sobre os rolos de aço, (b) sistema de carga sobre a viga e (c) pormenor de um dos apoios (Fernandes, 2012)

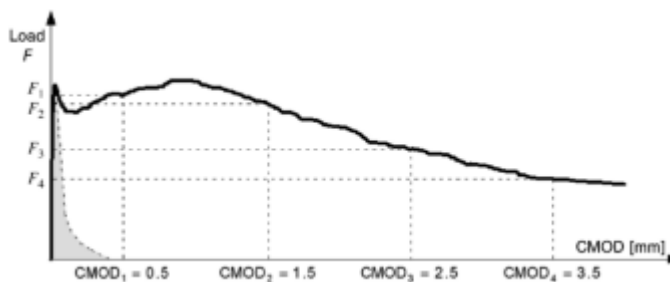


Figura 21 - Curva Força versus abertura de fenda no entalhe; Resultado típico de um ensaio de flexão num prisma de betão simples (sombreado a cinzento) e de BRF (curva a preto) (EN 14561, 2005)

3.3.4 Tração Uniaxial em Cilindros segundo RILEM 162-TDF

O ensaio à tração uniaxial que o RILEM 162-TDF propôs, consiste num provete cilíndrico de BRFA sujeito à tração uniaxial. O provete tem comprimento entre 100 a 120 mm e um diâmetro de 85 mm. Para localizar a fenda no meio do provete, efectua-se um corte em toda a sua envolvente com 3 mm de largura e 8.5 mm de profundidade. Este é um ensaio direto, que em contraste com os três primeiros ensaios anteriores que são ensaios indiretos, permite obter diretamente a lei constitutiva do material, uma vez que o resultado experimental obtido é a lei σ - w .

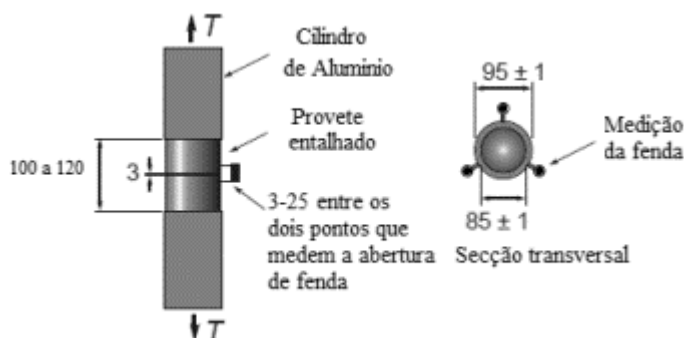


Figura 22 - Ensaio de tração uniaxial segundo RILEM 162-TDF

3.3.5 Principais Vantagens e Desvantagens dos Ensaio de Determinação do Comportamento à Tração do Betão

A Tabela 1 apresenta as vantagens e desvantagens dos ensaios de caracterização que foram anteriormente apresentados. A qualidade de um ensaio de caracterização é definido principalmente por critérios que incluem a dispersão dos resultados, facilidade de execução e a sua representatividade para o fim a que se destina.

Tabela 1 - Vantagens e Desvantagens dos Ensaio segundo as normas : 1) NP EN 14488; 2) ASTM C 1550; 3) EN 14651;4) RILEM 162 TDF

Ensaio de Caracterização do BRFA	Vantagens +	Desvantagens -
NP EN 14488-Painel quadrado	Grande volume de betão testado e menor variação dos resultados em relação as vigas entalhadas	Necessidade de aplicar AI para obter a lei σ -w
ASTM C 1550-Painel redondo	Grande volume de betão testado e menor variação de resultados em relação aos painéis quadrados	Necessidade de aplicar AI para obter a lei σ -w
EN 14651-Viga entalhada	Facilidade de realizar o ensaio	Necessidade de aplicar AI para obter a lei σ -w, quantidade relativamente pequena de betão testado e maior variação nos resultados em relação aos painéis
RILEM 162-TDF-Ensaio à tração uniaxial	Determinação direta da lei σ -w	Quantidade relativamente pequena de betão testado e exige muita rigidez do sistema de ensaio

3.4 CLASSIFICAÇÃO DO BRF

Neste trabalho irá ser abordada a classificação do betão através do ensaio do comportamento do betão reforçado com fibra segundo a norma EN 14651 , tema já abordado no ponto 3.3.3.

Do ensaio resulta uma curva força aplicada (F) versus abertura da fenda medida na base do entalhe (CMOD), tal como a que se apresenta na Figura 21. As forças F1, F2, F3 e F4 correspondem aos CMOD=0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, respetivamente.

As fibras podem variar em quantidade, orientação e distribuição ao longo de um mesmo provete ou entre provetes diferentes, o que resulta na dispersão de resultados e, para solucionar este problema, é necessário efetuar no mínimo 6 ensaios de caracterização do comportamento à tração de um BRF sendo assim possível determinar valores médios, desvios padrão e valores característicos dos diversos parâmetros, nomeadamente, das forças F_i ($i = 1$ a 4), designadas por $F_{i,k}$.

Tal como mostra a Figura 23, o diagrama de tensões normais de um BRF na secção de meio vão é exemplificado pelo diagrama à esquerda. Acima do eixo neutro surgem as tensões de compressão e abaixo as tensões de tração, resistidas na sua maioria pelas fibras. Tratando-se de uma distribuição de tensões não linear com proveniência de um ensaio indirecto, a lei constitutiva de um BRF é desconhecida, sendo necessário recorrer a processos de análise inversa.

Com vista a simplificar este processo, a classificação do comportamento do BRF à tração é efetuada a partir da distribuição idealizada de tensões lineares representada na Figura 23 (diagrama de tensões à direita) . Esta corresponde à distribuição de tensões que ocorreria se a seção permanecesse plana e o comportamento do material fosse perfeitamente elástico e linear. Nesta distribuição linear idealizada, a tensão resistente residual à flexão $f_{R,i}$ correspondente à força F_i vem dada por:

$$f_{R,i} = \frac{3 F_i l}{2 b h_{sp}^2} \quad (12)$$

Onde:

F_i – força aplicada a meio vão correspondente ao CMODi (kN)
 l – comprimento do prisma (mm)
 b – largura da secção do provete prismático (mm)
 h_{sp} – distância do topo da secção transversal do prisma ao entalhe (mm)

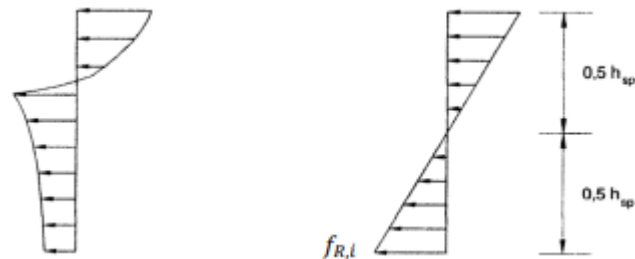
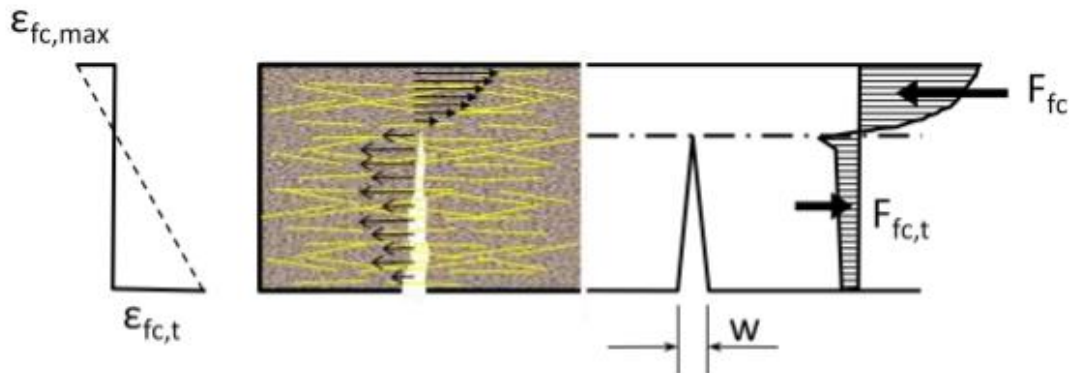


Figura 23 - Distribuição de tensões na secção no entalhe: 1) real (distribuição não-linear); 2) assumida na definição das tensões residuais $f_{R,i}$ (distribuição linear)



Legenda:

- ← Carga de tração por fibra
- Tensão de compressão no concreto
- w = Abertura da fissura
- $\epsilon_{fc,max}$ = Deformação máxima do compósito na compressão
- $\epsilon_{fc,t}$ = Deformação máxima do compósito na tração
- F_{fc} = Resultante de compressão na secção flexionada
- $F_{fc,t}$ = Resultante de tração na secção flexionada

Figura 24- Modelo de distribuição de tensões na secção transversal a meio vão de um elemento reforçado com fibras durante a flexão & Legenda (RILEM TC 162- 2003)

Tendo em conta o *fib Model Code 2010*, o modelo de classificação proposto para o betão reforçado com fibras é baseado nos valores característicos de $f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$, obtidos através de $F_{1,k}$ e $F_{3,k}$, correspondentes aos CMOD de 0,5 e 2,5 mm, respetivamente.

A designação da classe ductilidade e classificação do BRF é feita através de um número e uma letra. O número representa o valor característico da resistência à flexão, $f_{R,1k}$ e a letra, o valor do quociente entre $f_{R,3k} / f_{R,1k}$. As classes estão identificadas na Tabela 2. No gráfico da Figura 25 é exemplificado o processo de classificação e são apresentadas 6 curvas a cinza claro, as curvas f_R versus CMOD obtidas através dos ensaios de flexão de acordo com a norma EN 14561 e a linha a preto representa a curva média em relação a estas curvas. Os valores característicos correspondentes ao quantilho de 5% são obtidos considerando que a amostra provém de uma população normal com média e variância desconhecidas. Nestas circunstâncias:

$$f_{R,ik} = m_i - k \cdot S_i \quad (13)$$

onde m_i e S_i são o valor médio e o desvio padrão, respetivamente, da amostra para a tensão $f_{R,i}$.

A constante k depende da dimensão n da amostra em estudo, tomando o valor $k=2,18$ quando $n=6$ (nº de ensaios). Como dito anteriormente e a título de exemplo para a classificação de um betão reforçado com fibras com base nos resultados do ensaio de flexão em prismas entalhados segundo a norma EN 14561 foram determinados os valores $f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$, como sendo 4,41 e 2,57 MPa, respetivamente. Nestas circunstâncias, e tendo em conta que o valor de $f_{R,1k}$ é muito próxima de 4, adota-se a classificação do material como pertencendo à classe 4a pois os valores característicos desta classe indicados na Tabela 2 são $f_{R,1k} = 4,0$ MPa e o quociente $f_{R,3k} / f_{R,1k} = 0,5$, a que corresponde $f_{R,3k}$ igual a 2,0 MPa.

Tabela 2 - Classes de comportamento à tração do BRF (*fib Model Code*, 2010) – Adaptado

Classe de ductilidade	Valor característico da resistência à flexão $f_{R,1k}$ (MPa)									$\frac{f_{R,3k}}{f_{R,1k}}$
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	
a	0.5	0.8	1.0	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	0.5
b	0.7	1.1	1.4	1.8	2.1	2.8	3.5	4.2	5.6	0.7
c	0.9	1.4	1.8	2.3	2.7	3.6	4.5	5.4	7.2	0.9
d	1.1	1.7	2.2	2.8	3.3	4.4	5.5	6.6	8.8	1.1
e	1.3	2.0	2.6	3.3	3.9	5.2	6.5	7.8	10.4	1.3

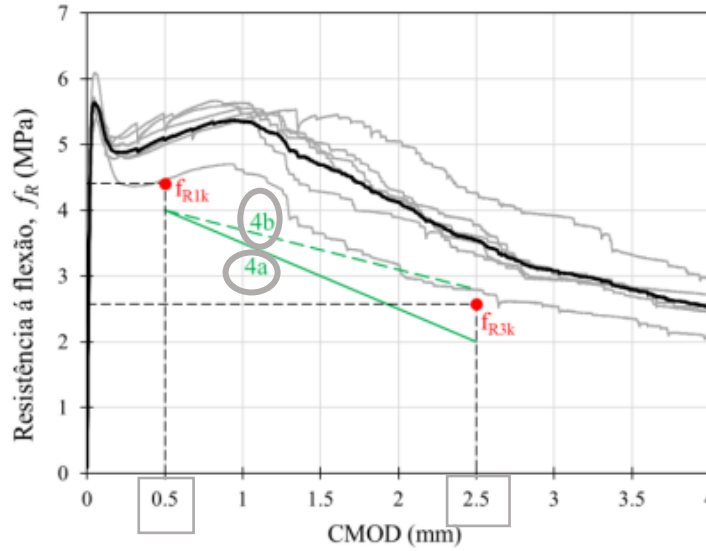


Figura 25 - Classificação de um betão reforçado com fibras - Adaptado

3.5 LEI CONSTITUTIVA DO BRF – VALORES DE CÁLCULO

De forma a determinar os valores de cálculo da resistência residual à flexão composta em Estado Limite Último, foram considerados os coeficientes parciais de segurança $\gamma_c = 1.5$ (betão), $\gamma_{SF} = 1.5$ (fibras) e $\gamma_s = 1.15$ (aço).

Na Figura 26 podemos verificar um diagrama de cálculo genérico adotado para o betão reforçado com fibras e o valor de cálculo da resistência à tração do betão vem pela expressão 14:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (14)$$

Onde $f_{ctk,0.05}$ é o valor característico inferior da resistência à tração do betão especificado na NP EN 1992-1-1.

Os valores das resistências residuais são obtidos em função de $f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$ e podem ser calculados pelas seguintes expressões:

$$f_{Ft1d} = \frac{K_0}{\gamma_{SF}} \cdot 0.37 f_{R,1k} \quad (15)$$

$$f_{Ft3d} = \frac{K_0}{\gamma_{SF}} \cdot (0.57 f_{R,3k} - 0.26 f_{R,1k}) \quad (16)$$

onde K_0 corresponde ao coeficiente de orientação das fibras e, neste caso por simplificação, toma o valor 1,0, assumindo que a orientação das fibras é idêntica ao do provete de ensaio de acordo com a norma EN 14561. O valor deste coeficiente é intrinsecamente dependente de parâmetros como o procedimento de betonagem e a geometria real das estacas, devendo ser calibrado por via experimental. Este pode ser inferior a 1.0 no caso da orientação das fibras ser a mais desfavorável.

As extensões notáveis do diagrama a considerar correspondem, nomeadamente, ao quociente entre as aberturas fenda de 0,5mm e 2,5mm e o comprimento estrutural l_{cs} , tal como mostram as expressões 17 e 18, respetivamente.

$$\varepsilon_{Ft1d} = 0.5/l_{cs} \quad (17)$$

$$\varepsilon_{Ftud} = 2.5/l_{cs} \leq 0.02 \quad (18)$$

Neste caso, em particular do estudo de estacas isoladas adotamos l_{cs} como sendo igual a D, sendo D o diâmetro da estaca em mm.

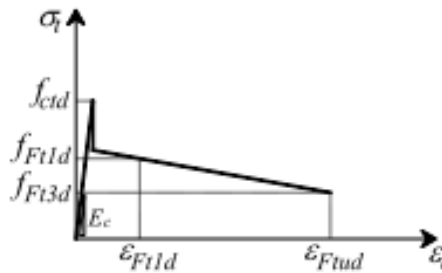


Figura 26 - Diagramas de cálculo em estado limite último à tração (*fib Model Code 2010*)

Segundo a EN 1992 1-1:2023, também podem ser utilizadas abordagens plásticas simplificadas para a resistência à tração residual, como por exemplo, a distribuição plástica de tensões e a distribuição bi-linear, tal como mostra a Figura 27, para dimensionamento do estado limite último de um elemento submetido a flexão para as classes de ductilidade a, b e c.

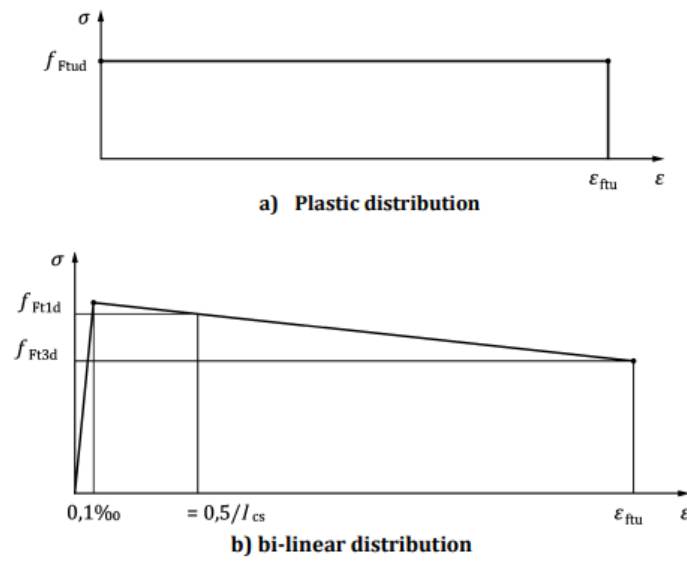


Figura 27 - Distribuições de tensões simplificadas para BRF: a) Distribuição plástica; b) Distribuição bi-linear (EN 1992 1-1:2023)

Sendo, no caso da distribuição plástica;

$$\varepsilon_{Ftud} = \varepsilon_{Ftu} \quad (19)$$

e

$$f_{Ftud} = \frac{K_0}{\gamma_{SF}} \cdot K_G \cdot 0.33 \cdot f_{R,3k} \quad (20)$$

4

COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE ESTACAS ISOLADAS COMPOSTAS DE BRF SUJEITAS A CARGAS HORIZONTAIS MONOTAMENTE CRESCENTES ATÉ À ROTURA

4.1 CASO ESTUDO – DESCRIÇÃO GERAL

Este capítulo tem em foco a análise do comportamento estrutural não linear de uma estaca isolada, mais concretamente, o estudo de uma estaca construída a trado contínuo com injeção de betão e fibras de aço (BRFA) sujeita a uma carga horizontal no seu topo. Este estudo passa principalmente pela análise do comportamento estrutural de estacas quando submetidas a cargas horizontais, tendo em vista a substituição de armadura em extratos mais profundos onde os esforços de flexão e de corte são consideravelmente menores, por betão reforçado com fibras de aço. Para tal, e com o auxílio de ferramentas computacionais, construindo vários modelos experimentais de elementos finitos e, simulando o comportamento dos materiais e das condições de fronteira de um solo não-coesivo envolvente e através da observação dos resultados obtidos, foi possível elaborar o estudo comportamental de uma estaca isolada de 20 m de comprimento e 600 mm de diâmetro, sujeita a uma carga vertical transmitida pela superestrutura e uma carga horizontal que cresce de forma gradual até à rotura, pretendendo assim avaliar os mecanismos de redistribuição de esforços que ainda podem ocorrer quando as armaduras são parcialmente eliminadas.

Com a complexidade que acarreta todo o processo construtivo de uma estaca armada, nomeadamente a sua colocação no betão fresco e realização de emendas, o que consequentemente condiciona o comprimento máximo das estacas, este trabalho tem como objetivo primário, alargar o âmbito de implementação deste tipo de estacas em projetos de engenharia civil e gerar confiança junto de todos os intervenientes de projeto.

4.2 ESTRATÉGIA DE MODELO DE ESTACA ISOLADA

4.2.1 SOFTWARE RSPILE E DIANA FEA

Na avaliação do comportamento estrutural em regime não linear de uma estaca isolada sujeita a uma carga horizontal, foram utilizados dois *softwares*, nomeadamente, RSPile versão 2022 e Diana FEA versão 10.6, sendo que o primeiro concentra-se no estudo de estacas em regime linear elástico e o outro, essencialmente, em regime não linear. A necessidade de utilizar um *software* que permita analisar o comportamento não-linear dos elementos estruturais surge na carência de obter valores mais realistas dos esforços, deslocamentos e tensões, tendo em consideração a deformada e anisotropia dos materiais, que resultam de tal análise.

Como o objetivo principal do presente estudo é a análise do comportamento estrutural em regime não linear, a utilização do RSPile serviu apenas para a validação dos resultados das curvas p-y e do diagrama de momentos fletores, estando este trabalho focado essencialmente na utilização e aplicação do *software* Diana FEA. Este é um programa de análise numérica flexível e versátil, sendo utilizado na projeção de várias estruturas de engenharia civil, desde barragens, estruturas subterrâneas, pontes, estruturas de betão armado até de projetos de exploração de petróleo e gás, e tem como fundamento a análise de elementos finitos. Devido à sua grande variedade de aplicações e capacidades de análise, ao contrário do RSPile, existe a necessidade de materializar as condições de fronteira dos modelos em estudo de modo a concretizar a semelhança com a realidade e consequentemente a fiabilidade dos resultados e, por isso, neste caso em concreto foi necessário elaborar 3 modelos, dois deles experimentais, para interpretar na integra, o funcionamento do *software* na análise do comportamento complexo do material em regime não linear.

4.2.2 ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

Como referido na secção anterior, foi necessário criar 3 modelos diferentes de forma a entender o funcionamento do Diana FEA na análise não linear, e para tal, cada modelo foi construído por etapas tendo por base vários procedimentos sequenciais sendo estes os seguintes, elencados pela ordem de desenvolvimento:

- Definição da geometria dos elementos;
- Definição dos apoios;
- Definição dos carregamentos aplicados (forças verticais, horizontais ou momentos aplicados);
- Definição dos materiais e seus parâmetros;
- Definição da malha de elementos finitos;
- Definição do tipo de análise pretendida.

Relativamente à geometria dos elementos nos modelos e de forma a haver semelhança com uma estaca, todos tinham secção circular com 600 mm de diâmetro, variando de comprimento entre 1,0 e 20,0 m. O primeiro modelo consiste numa viga simplesmente apoiada com duas cargas verticais espaçadas 0,4 m entre si, o segundo numa viga em consola com uma força horizontal e um momento aplicado de 500kN e 1kN.m, respetivamente na ponta livre, e por último, o terceiro modelo, é composto por uma estaca encastrada na base e com um apoio na cabeça que limita a rotação, onde são aplicadas duas forças,

horizontais e verticais de 50kN e 700kN, respetivamente. Abaixo encontram-se três figuras ilustrativas de cada modelo.

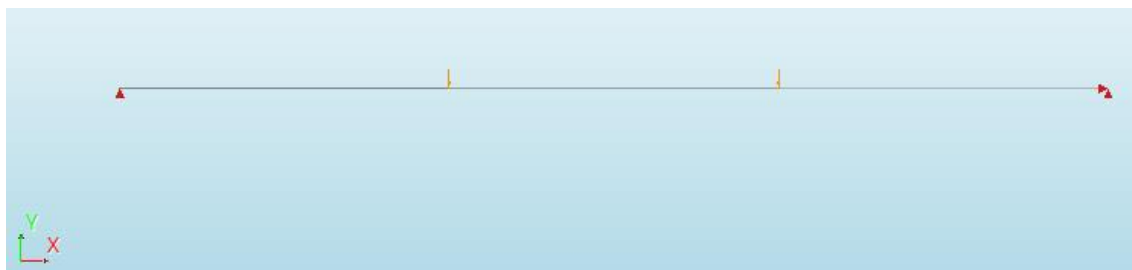


Figura 28 - Modelo Experimental 1 - D=0.6m; L=1.2m (Diana FEA BV, 2022)

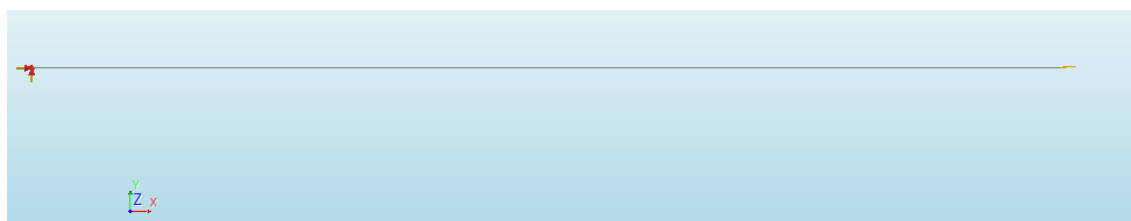


Figura 29 - Modelo Experimental 2 - D=0.6m; L= 1.0m (Diana FEA BV, 2022)



Figura 30 - Modelo Final - D=0.6m;L=20.0m (Diana FEA BV, 2022)

No que toca aos materiais, nos primeiros dois modelos experimentais foi implementado um betão C30/37, com as características presentes na Tabela 3, reforçado com fibras de classe de ductilidade a com as leis constitutivas presentes nas Figuras 31,32 e 33 e os seus valores de cálculo correspondentes expostos nas Tabelas 4, 5 e 6. Os parâmetros de cálculo utilizados na construção da lei constitutiva do BRF 4a e das distribuições plástica e bi-linear, nomeadamente os valores de resistências residuais e extensões notáveis, foram calculados pelas regras regidas pelo *fib Model Code* 2010 (lei constitutiva) e EN 1992-1-1:2023 (distribuições plástica e bi-linear) e que já foram aprofundadas na secção 3.5.

Tabela 3 – Características de resistência do betão classe C30/37 (EN 1992-1-1-2008)

	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)
Classe C30/ 37	30	2,9	2	33

Tabela 4 – Valores Tensão / Extensão - Lei constitutiva do BRF 4a

σ (kN/m ²)	ε (‰)
0	0
1333	0,040
1205	0,041
987	0,833
67	4,167
0	4,375

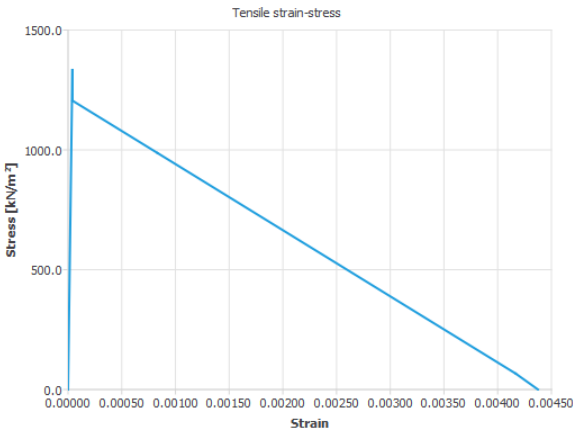


Figura 31 - Diagrama de cálculo em estado limite último à tração do BRF 4a (Diana FEA FV, 2022)

Tabela 5 - Valores Tensão / Extensão - Distribuição plástica do BRF 4a

σ (kN/ m ²)	ε (‰)
0	0
440	0
440	0,041
0	0,041

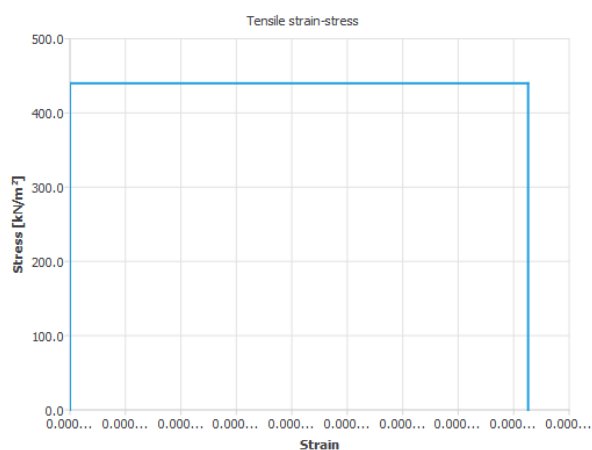


Figura 32 - Diagrama de distribuição plástica do BRF 4a (Diana FEA FV, 2022)

Tabela 6- Valores Tensão / Extensão - Distribuição bi - linear

σ (kN/ m ²)	ε (‰)
0	0
1189	0,100
987	0,833
67	4,167
0	4,375

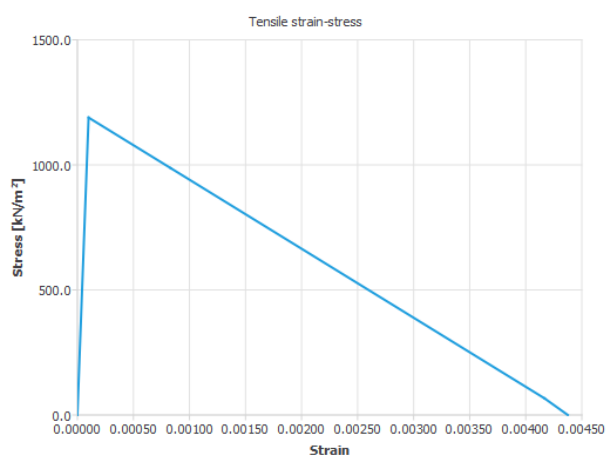


Figura 33 - Diagrama de distribuição bi-linear do BRF 4a (Diana FEA FV, 2022)

Definida a geometria, os apoios, as forças aplicadas e os materiais constituintes da estrutura, o próximo passo foi, eventualmente gerar a malha de elementos finitos denominada *Mesh*. Uma estaca pode ser

considerada como um elemento barra e ser discretizado em sub-elementos finitos, que estão conectados entre si através de pontos ou nós, como mostra a Figura 34. A quantidade de nós e sub-elementos ditará a exatidão dos resultados fornecidos pelo Método dos Elementos Finitos.

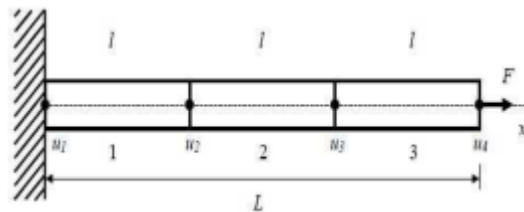


Figura 34 – Discretização de uma barra em três elementos finitos (Chiwiacowsky, 2005)

No caso do *software* Diana FEA, a geração da malha é atribuída de forma automática, escolhendo assim o tipo de elemento finito a definir (elemento barra, casca ou sólido) de forma a obter os resultados com mais exatidão, como por exemplo, deslocamentos nodais, forças de reação, deformações, tensões, entre outros, e assim reduzir o tempo de computação de dados.

Relativamente ao esquema de integração de uma secção circular, e sendo o foco do presente estudo uma estaca isolada, o *software* discretiza a secção em “fatias” e utiliza a quadratura de Gauss para a direção radial e a regra dos trapézios para a direção tangencial, definindo o mesmo número de pontos de integração em ambas as direções, sendo o esquema de integração padrão para este tipo de secções representado nas Figuras 35 e 36, para a direção radial e tangencial, respetivamente.

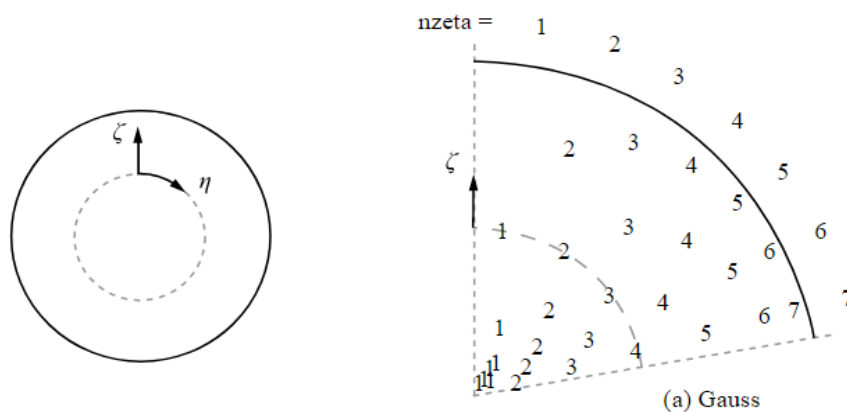


Figura 35 - Esquema de integração na direção radial (Diana FEA BV, 2022)

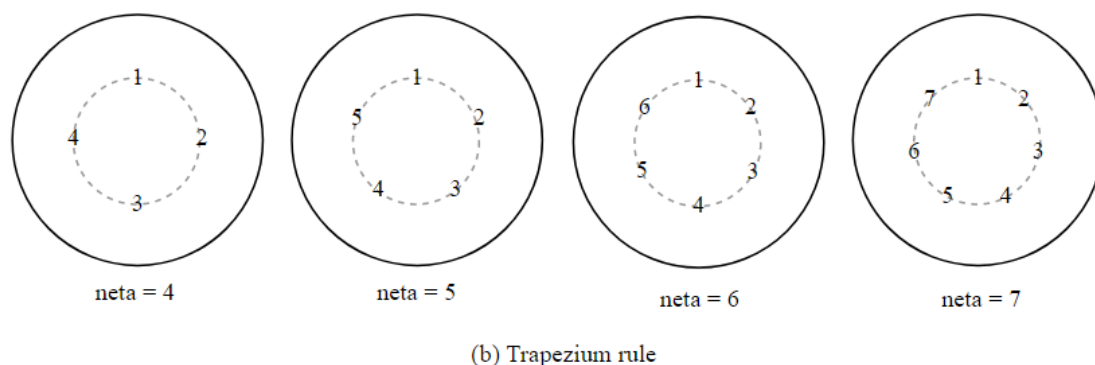


Figura 36 - Esquema de integração na direção tangencial (Diana FEA BV, 2022)

4.2.3 MODELOS EXPERIMENTAIS

Num estado preliminar à construção do modelo final da estaca foi necessário efetuar vários testes com o objetivo de compreender o funcionamento do *software* e também verificar o comportamento do BRF e as suas características, bem como as técnicas de integração numérica utilizadas. Para isso recorreu-se à criação de dois modelos experimentais onde foram testados e validados o comportamento dos materiais e da estaca em regime elástico, e posteriormente, em regime não linear, com base nos resultados fornecidos pelo Diana FEA e que serão abordados mais adiante.

Tornou-se vantajosa a criação destes dois modelos devido ao facto destes serem numa escala mais reduzida e com características semelhantes ao modelo final pretendido, o que contribui para uma melhor interpretação dos resultados comparativamente aos do modelo final, e assim assegurar que todos os resultados fornecidos, já numa etapa mais avançada do estudo estrutural da estaca, fossem satisfatórios.

No estágio da análise foi criado um modelo experimental composto por uma viga simplesmente apoiada com duas cargas verticas espaçadas 0,4 m entre si, com o objetivo de consolidar as etapas de construção de um modelo. A seguir foi criado um segundo modelo semelhante ao modelo final pretendido, uma viga em consola com comprimento de 1 m, de secção circular com diâmetro de 600 mm e solicitada com uma carga horizontal de 500kN e um momento fletor de 1kN.m.

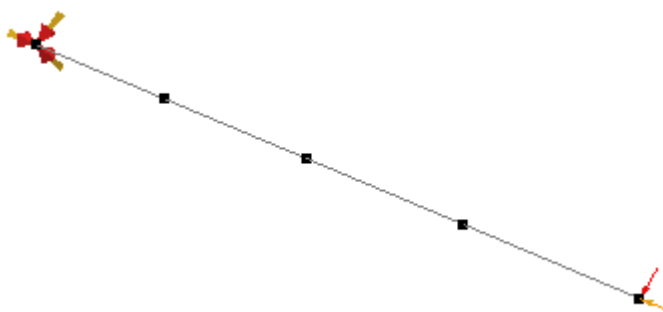


Figura 37 - Viga em consola de 1 m comprimento (Diana Fea BV, 2022)

Após a inserção da lei constitutiva do comportamento à tração do BRF 4a, e analisado o seu comportamento não linear através dos resultados dos diagramas momento-curvatura para os vários níveis de carga, transitou-se para a introdução das armaduras longitudinais na viga/modelo, sendo o conjunto composto por 8 varões de aço A500 de 16 mm de diâmetro cada, tendo como referência o eixo central da viga e seguindo a disposição das coordenadas presentes na Tabela 7 considerando um recobrimento de 0.08 m. A Figura 38 ilustra a secção transversal da estaca composta por betão reforçado com fibras e as armaduras longitudinais.

Tabela 7 - Coordenadas dos varões de aço tendo como referência o eixo central da viga (0;0;0) m

Pontos/Coordenadas	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	0,20	0,08
2	0	0,08	0,20
3	0	-0,08	0,20
4	0	-0,20	0,08
5	0	-0,20	-0,08
6	0	-0,08	-0,20
7	0	0,08	-0,20
8	0	0,20	-0,08

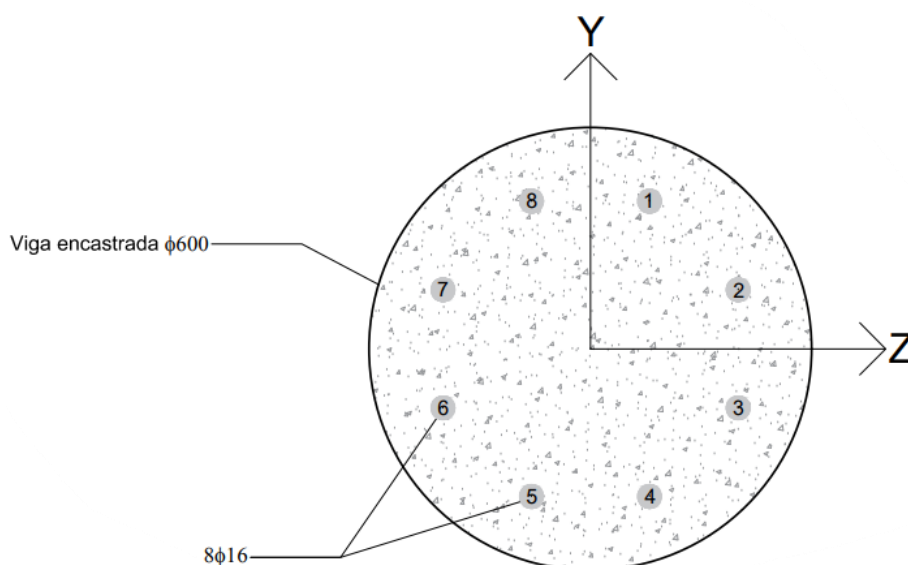


Figura 38 - Disposição das armaduras na viga em consola

4.2.4 MODELO FINAL

Com todos os parâmetros definidos e analisados, e com uma melhor percepção do funcionamento do *software*, o próximo passo segue pela materialização das condições de fronteira e construção do modelo final de uma estaca de 20 m com 600 mm de diâmetro, constituída por betão reforçado com fibras e armadura longitudinal com 3 m de comprimento desde a cabeça da estaca, com a disposição ilustrada pela Figura 39, discretizada em 40 elementos barra.

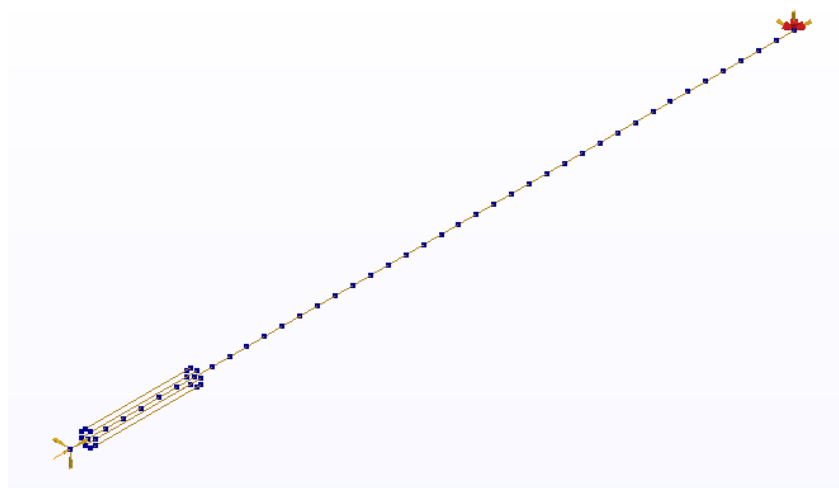


Figura 39 - Modelo final com armadura no topo da estaca (Diana FEA, 2022)

De forma a representar a evolução do esforço axial em profundidade no *software*, quando aplicada uma carga vertical na cabeça da estaca, foram implementadas forças de sinal contrário à força vertical descendente de 700 kN nos vários nós do elemento com intensidade correspondente à resistência lateral de cada camada do solo, tal como mostra a próxima figura. O diagrama da variação do esforço axial em profundidade presente na Figura 40, foi reproduzido numa Folha de Cálculo, tendo por base o método CPT 2012, onde os conceitos principais foram abordados na secção 2.2.1.2 – Resistência Lateral baseada no ensaio CPT.

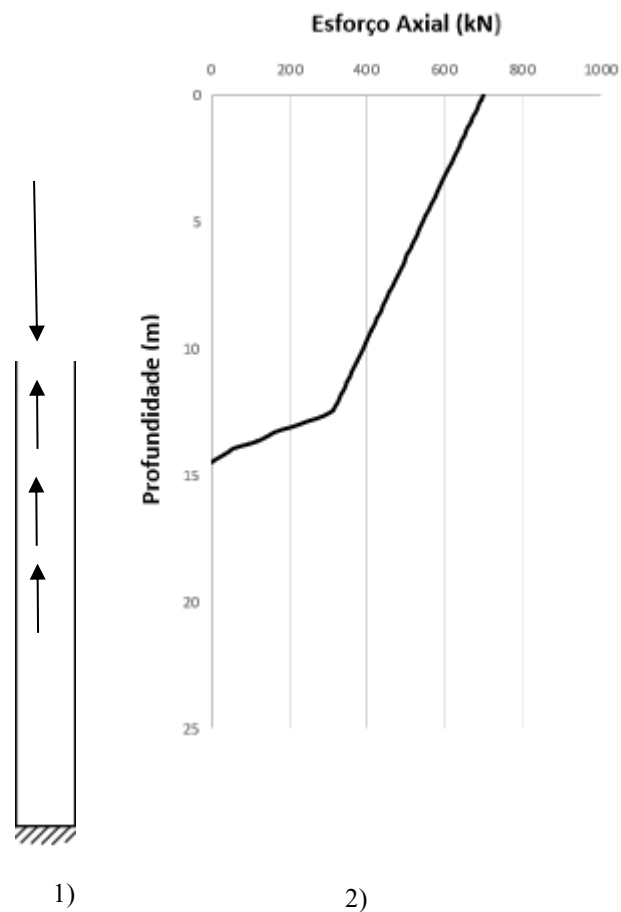


Figura 40 – 1) Esquema de materialização dos mecanismos de transferência de carga no *software* Diana FEA ; 2) evolução do esforço axial em profundidade de estaca de 600 mm de diâmetro com uma carga vertical aplicada de 700 kN num solo não-coesivo (areia) calculado com base no método CPT 2012

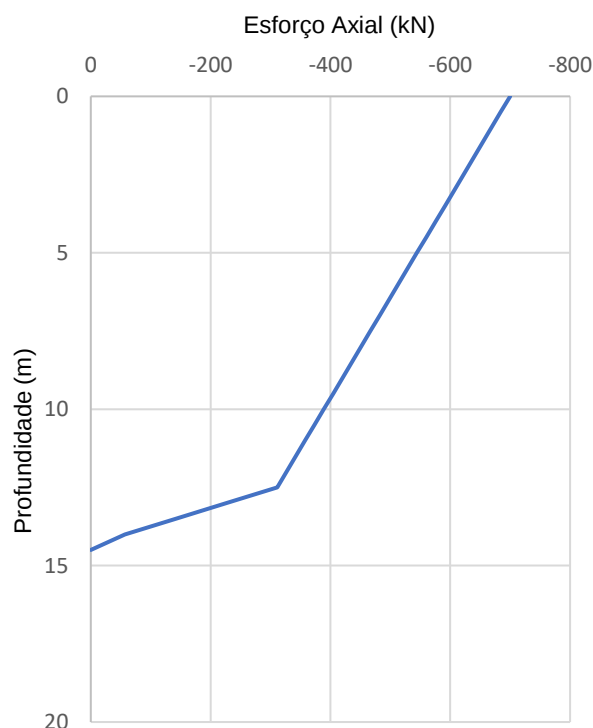


Figura 41- Evolução do esforço axial obtida a partir do Diana FEA

A seguir, com o objetivo de simular a interação solo-estrutura e todas as suas características particulares, entre a estaca e o solo não-coesivo, foram materializadas as curvas p-y em regime não linear através da introdução de molas distanciadas entre si de 0.5 m, de modo a replicar as várias camadas de solo. Estas curvas p-y, cujo conceito foi abordado na secção 2.3.2, foram obtidas através de uma Folha de Cálculo e definidas em conformidade com o recomendado pela API (2007) para solos não-coesivos (areias). Através destas curvas foi possível caracterizar a reação do solo e o deslocamento da estaca. Na Figura 42 estão representadas as curvas p-y calculadas para profundidades de 6.5, 12 e 16 m.

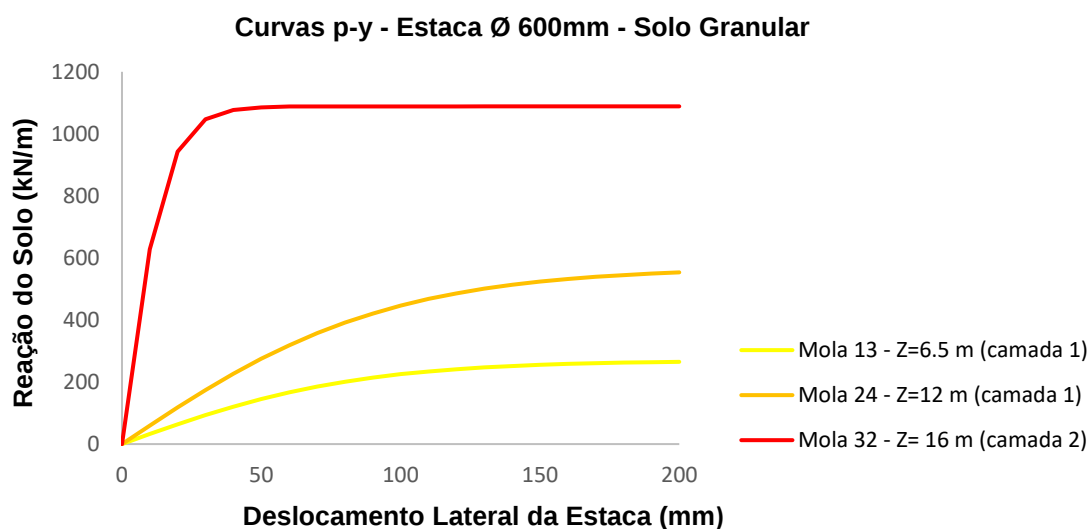


Figura 42 –Curvas p-y - Profundidades 6.50 m, 12 m e 16 m

4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE SECCIONAL

4.3.1 VALIDAÇÃO DAS CURVAS P-Y ATRAVÉS DO SOFTWARE RSPILE

Com o objetivo de validar os resultados obtidos das curvas p-y para as várias profundidades, e que posteriormente foram introduzidos no modelo final da estaca no Diana FEA, recorreu-se ao RSPile e, como explicado no início deste capítulo, este programa de cálculo numérico, analisa a estaca em regime linear e o solo em regime não-linear e tem por base as curvas p-y, que gera de forma automática apenas com o *input* de algumas características do solo. Introduzindo os vários parâmetros, nomeadamente, as cargas e as propriedades do solo envolvente, e limitando a liberdade de rotação no topo, de forma a reproduzir a cinemática de uma estaca flexível integrada num maciço de encabeçamento quando carregada lateralmente, obtemos o diagrama de momentos fletores que estão intrinsecamente relacionados com o modelo de molas.

A seguir, efetuando uma análise em regime linear elástico da estaca, semelhante à análise efetuada pelo RSPile e através da comparação dos diagramas obtidos em ambos os *softwares* e que estão expostos nas figura 44, observou-se que estes eram semelhantes, dentro das mesmas características, e então foi possível validar que a metodologia de cálculo das curvas p-y implementadas no modelo final estava correta.

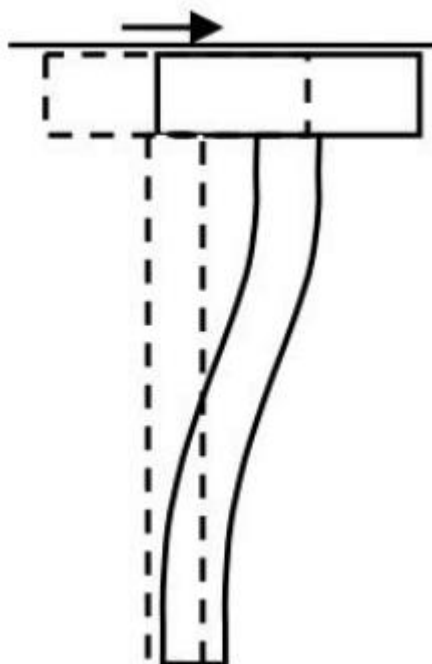


Figura 43 - Cinemática de uma estaca isolada flexível carregada lateralmente (Adaptado de Huang, 2011)

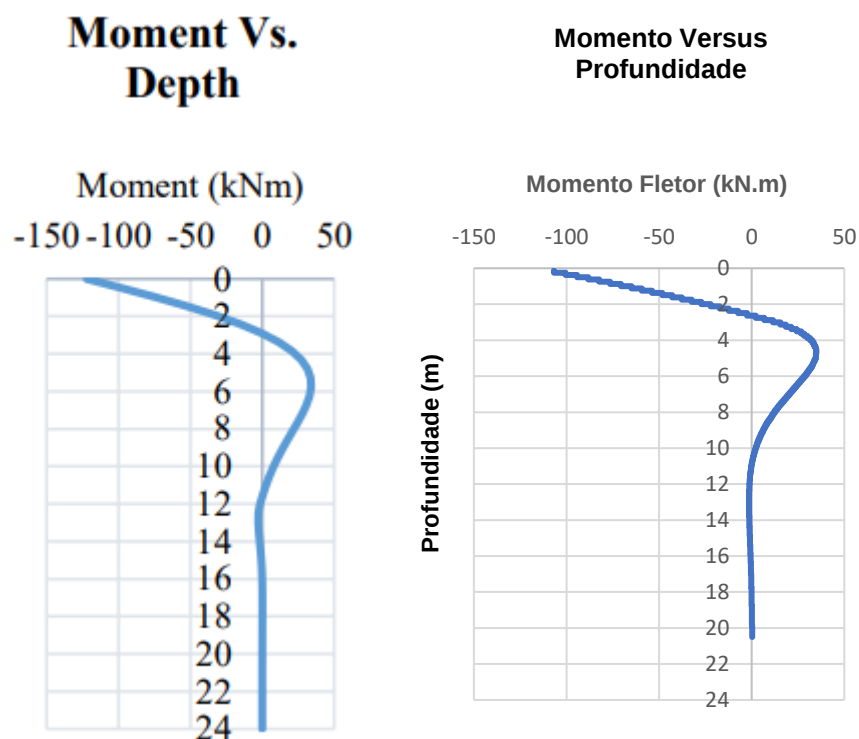


Figura 44 - Diagrama obtido no *software* RSPile (Esquerda) e diagrama obtido a partir dos resultados do Diana FEA (Direita) – Estaca 600 mm de diâmetro e 20 m comprimento

4.3.2 VALIDAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA ESTACA COM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS 4A

De modo a validar o comportamento do material, nomeadamente, BRF 4a, e tendo em conta o modelo experimental de uma viga em consola com comprimento de 1 m, recorreu-se a diagramas de interação. Estes são normalmente utilizados para dimensionamento de secções transversais e consistem num conjunto de curvas representadas no sistema de eixos (M_{Rd} , N_{Rd}), onde no eixo das abcissas está representado o Momento Fletor resistente e no eixo das ordenadas, o Esforço Axial resistente.

Cada curva, corresponde a uma dada taxa mecânica de armadura, e representa o lugar geométrico dos pares de esforços (M, N) que levam a seção ao estado limite último. Nos diagramas foram adotados os coeficientes parciais de segurança de $\gamma_c = 1,5$ no betão, $\gamma_{SF} = 1,5$ no betão com fibras e $\gamma_s = 1,15$ no aço.

A Figura 45 representa um diagrama de interação para uma secção circular de 600 mm de diâmetro e que compreende as curvas de betão simples, betão reforçado com fibras de diferentes classes de ductilidade, designadamente, 4a, 4b, 4c, e betão armado com taxa de armadura de 0,5%, definidas no diagrama por esta ordem.

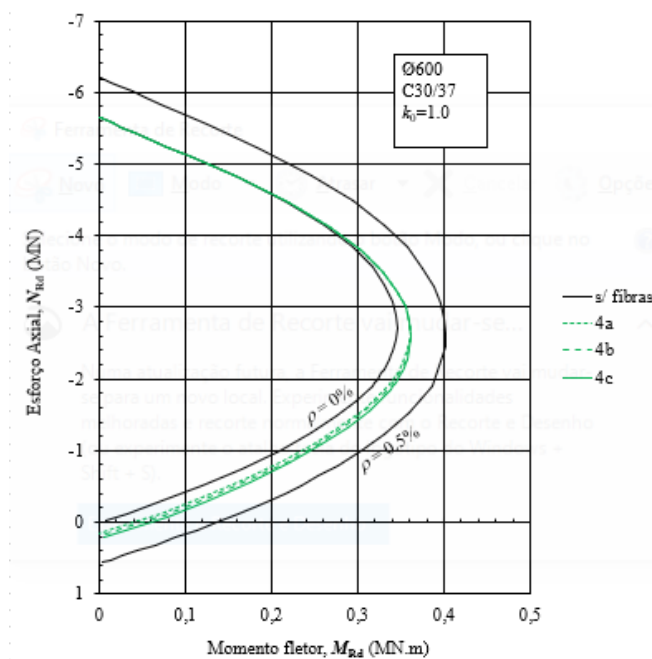


Figura 45 - Diagrama de interação para uma secção circular com diâmetro 600mm

Através da aplicação de um momento fletor concentrado e vários níveis crescentes de carga axial, e tratando-se de um problema não linear, a obtenção da relação entre os momentos fletores máximos para uma dada curvatura tendo em conta as diferentes leis constitutivas de resistência à tração do BRF apresentadas na secção 3.5, como pode ser observado nas Figuras 46, 47 e 48, permitiu obter os pares de esforços M, N presentes nas Tabelas 8, 9 e 10, que posteriormente foram introduzidos no diagrama de forma a verificar se os resultados se enquadravam na curva de esforços resistentes da classe de betão com fibras 4a.

Tabela 8 - Par de esforços BRF 4a – Lei Constitutiva

N (MN)	M (MN)
0	0,067
-0,5	0,170
-1	0,272
-1,5	0,363
-2	0,437
-2,5	0,503

Tabela 9 - Par de esforços BRF 4a – Distribuição Plástica

N (MN)	M (MN)
0	0,035
-0,5	0,157
-1	0,259
-1,5	0,354
-2	0,449
-2,5	0,539

Tabela 10 - Par de esforços BRF 4a - Distribuição Bi-linear

N (MN)	M (MN)
0	0,067
-0,5	0,171
-1	0,272
-1,5	0,364
-2	0,438
-2,5	0,507

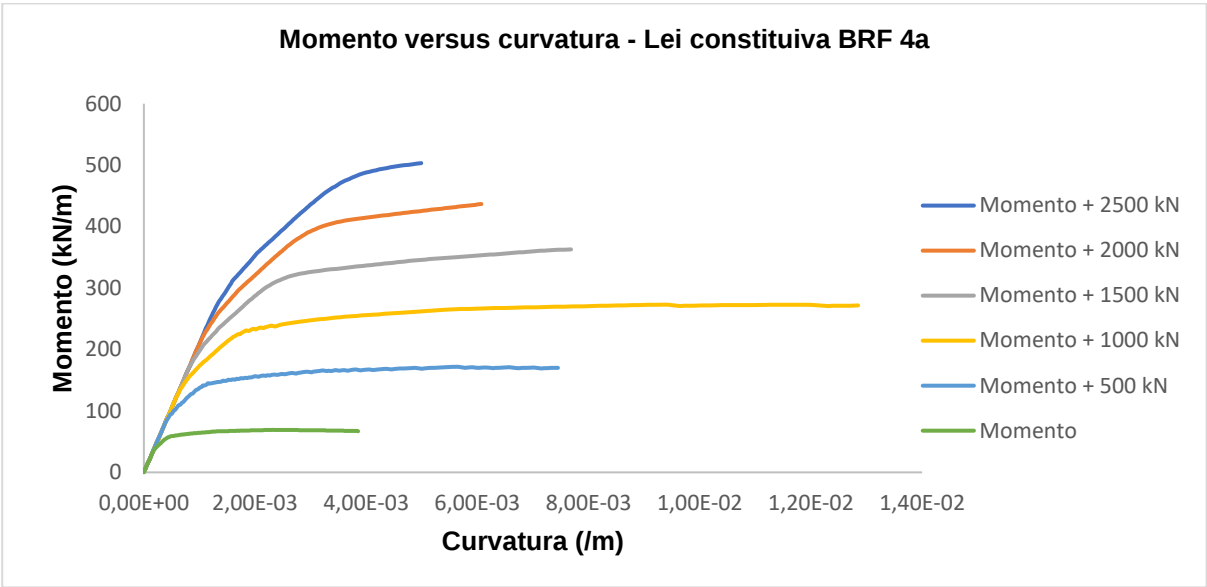


Figura 46 - Diagrama Momento - Curvatura - Estaca 600 mm - Lei Constitutiva

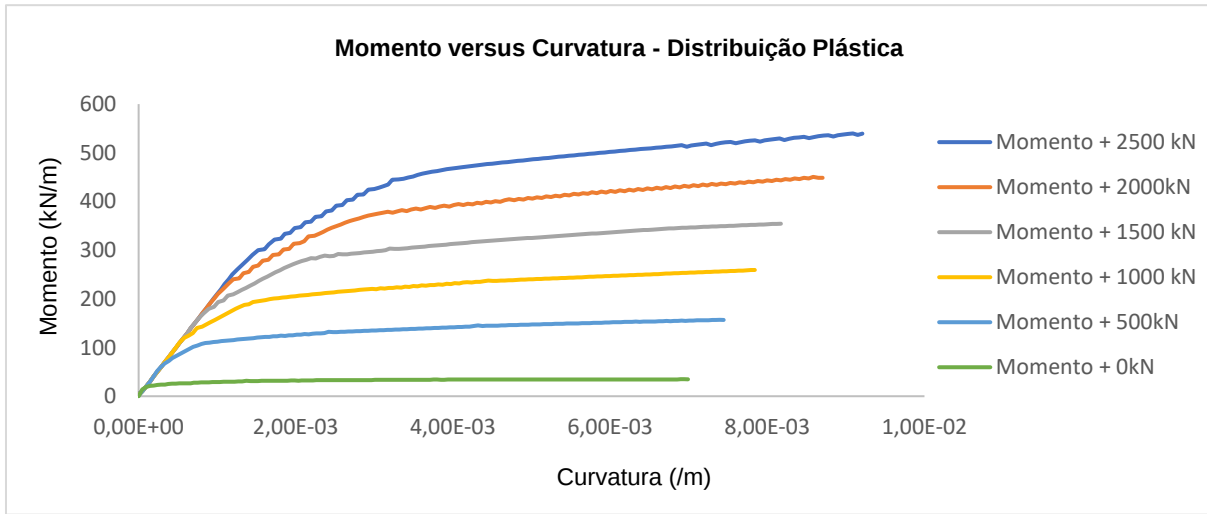


Figura 47 - Diagrama Momento - Curvatura - Estaca 600 mm - Distribuição Plástica

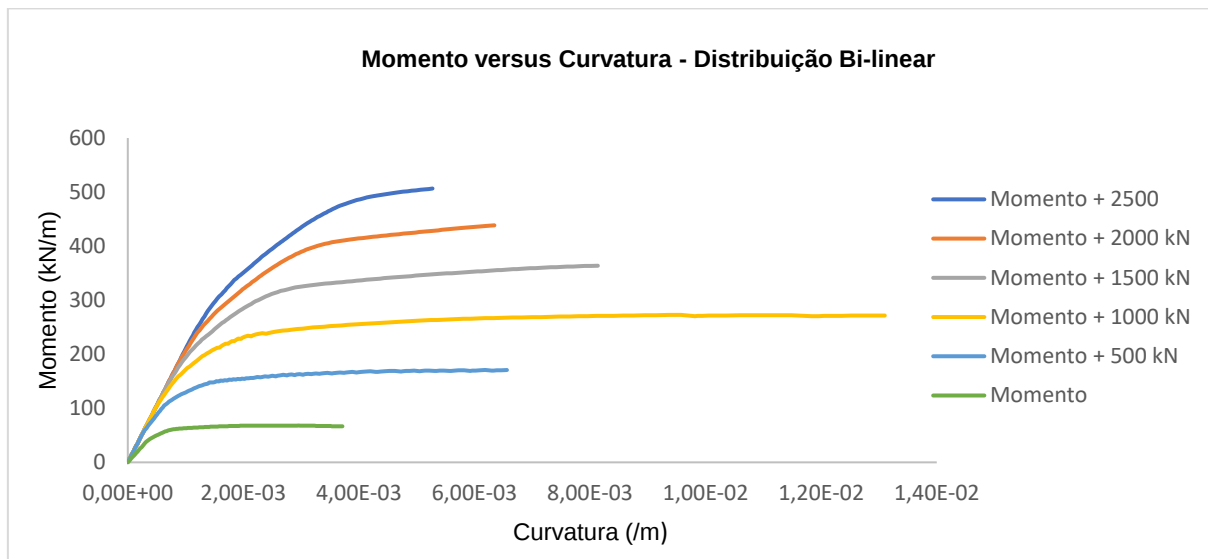


Figura 48 – Diagrama Momento - Curvatura - Estaca 600 mm - Distribuição bi – linear

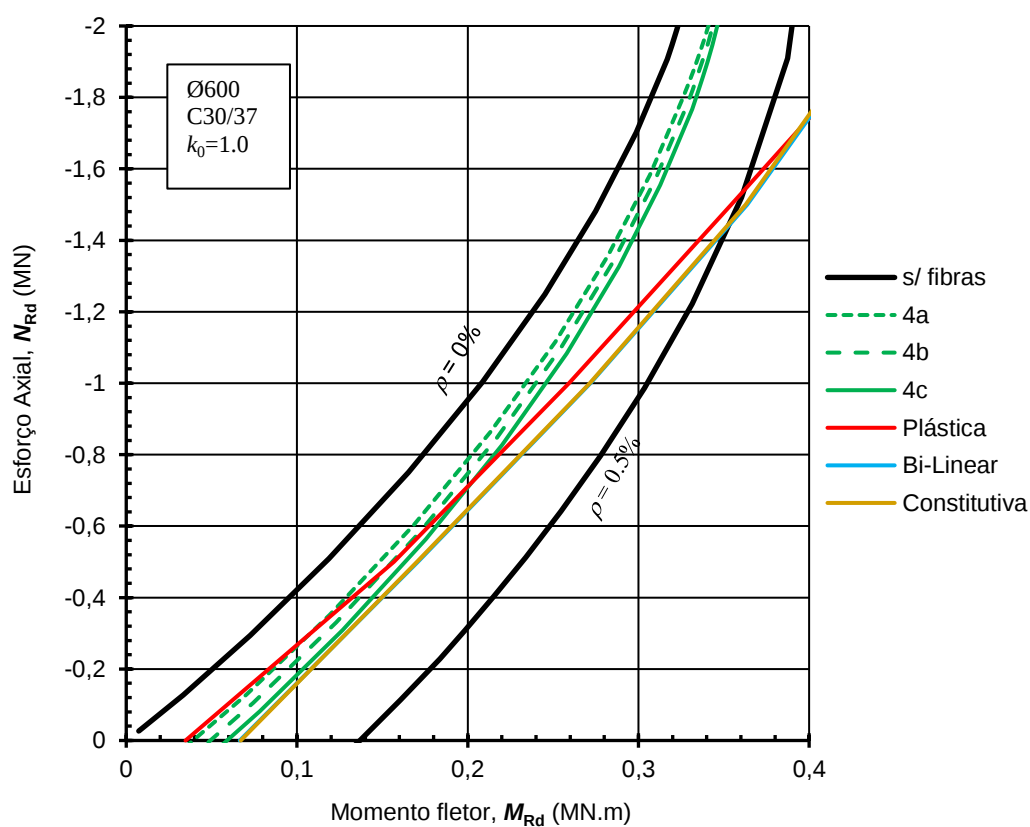


Figura 49 - Diagrama de interação - Estaca 600 mm – validação comportamento BRF 4a

Observando o diagrama de interação exposto na Figura 49 podemos observar que as curvas relativas aos pontos dos pares de esforços M, N obtidos segundo os valores máximos dos momentos fletores provenientes dos diagramas momentos fletores – curvatura para as diferentes leis constitutivas da resistência residual à tração do betão reforçado com fibras, não coincidem com a curva respetiva ao BRF 4a, concluindo assim que existe uma limitação no esquema de integração do *software* Diana FEA relativamente a outros algoritmos, nomeadamente, ao utilizado na construção do diagrama.

4.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é um dos ensaios in-situ utilizado na caracterização geotécnica amplamente utilizado em Portugal, pela simplicidade e baixo custo do ensaio e resultados que podem ser relacionados com regras empíricas de projecto e está estandardizado pela norma ASTM (D1586) e consiste basicamente em 3 procedimentos enumerados abaixo:

- 1) Penetração no solo do fundo do furo de sondagem dum amostrador estandardizado de 2'' de diâmetro externo e 1 3/8 de diâmetro interno, até uma profundidade máxima de 460 mm, sendo que os primeiros 150 mm de penetração, fase de pré-escavação não contam para os resultados, tendo apenas como objetivo atingi uma zona onde não existe perturbação do terreno.
- 2) Determinação do nº de pancadas NSPT necessárias para a penetração dos seguintes 305 mm, sendo esta, por norma, dividida em duas fases de contagem, como o somatório do número de pancadas necessárias para a penetração de 150 mm de solo.
- 3) A penetração é realizada através da pancada de um pilão de aço com 63,5 Kg.f de peso, largado em queda livre, de uma altura aproximada de 760 mm sobre um batente acoplado ao amostrador por um trem de varas metálicas.

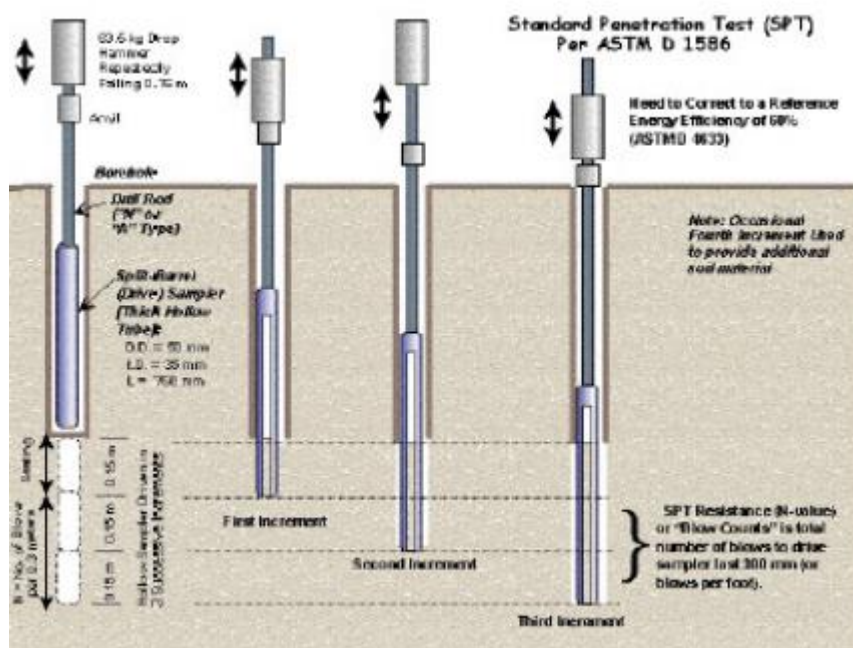


Figura 50 - Representação esquemática dos procedimentos a executar num ensaio SPT

O relatório geotécnico apresentado na Figura 51, envolveu a realização ensaios SPT e a recolha de 24 sondagens.

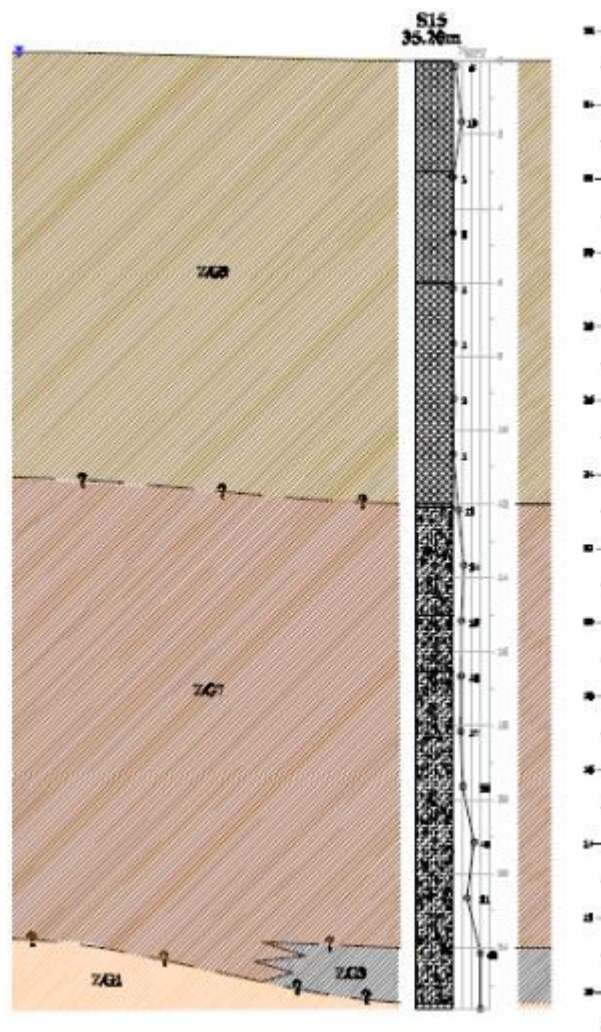


Figura 51 - Log Sondagem – Solo não-coesivo

Na sondagem, foram definidas nove zonas geotecnicas sendo estas as seguintes:

- ZG9 (aterro não controlado e solos de cobertura com contaminação orgânica);
- ZG8 (argilas por vezes arenosas);
- ZG7 (areias heterométricas argilosas, por vezes com cascalho);
- ZG6 (argilas por vezes arenosas);
- ZG5 (argilas por vezes arenosas);
- ZG4 (areias heterométricas argilosas, por vezes com cascalho);
- ZG3 (areias heterométricas argilosas, por vezes com cascalho);
- ZG2 (granito decomposto a muito alterado);
- ZG1 (granito decomposto a muito alterado).

Os parâmetros geotécnicos que se correlacionam com os resultados do ensaio in-situ SPT são a compactidade e o ângulo de atrito em solos arenosos, base deste estudo. As correlações entre os

parâmetros geotécnicos dos solos devem ser encaradas como correlações qualitativas, pelo simples fato de haver um elevado nível de perturbação no solo resultante do tipo de cravação imposta tornando-se assim demasiado grosseiras (Santos, 2008).

A vasta utilização deste ensaio tem permitido correlacionar diferentes parâmetros geotécnicos, entre os quais:

- Índice de compactidade, ID

Este índice é utilizado para quantificar o grau de compactação das partículas de um determinado solo sendo aplicável em solos não-coesivos, variando entre 0 a 100%. Este parâmetro fornece informações relativas a compressibilidade de um determinado solo, sendo que quanto maior for o índice de compactidade menos compressível será o solo. A expressão abaixo corresponde à determinação do índice de compactidade de um solo.

$$ID = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \cdot 100 \quad (21)$$

onde e representa o índice vazios natural, $e_{máx}$ o índice de vazios máximo e $e_{mín}$, o índice mínimo, sendo estes dois ultimos parâmetros obtidos de forma experimental.

Tabela 11 - Correlação entre N e ID em solos arenosos (Skempton, 1986, citação de Fernandes em “Mecânica dos Solos Vol.2 – Introdução à Engenharia Geotécnica”,2011)

$(N_1)_{ss}$	Compacidade	I_D (%)
0-3	Muito solta	0-15
3-8	Solta	15-35
8-25	Medianamente densa	35-65
25-42	Densa	65-85
42	Muito densa	85-100

Notas:

Para $I_D \geq 0,35$, $(N_1)_{ss}/I_D^2 = 60$;

Para areias grossas N deve ser reduzido multiplicando pelo fator 55/60;

Para areias finas N deve ser majorado multiplicando pelo fator 65/60.

- Ângulo de atrito

O ângulo de atrito do solo pode ser obtido pelo ensaio SPT de uma forma indireta através de valores estimados do índice de compactidade, como se apresenta na Tabela 12 ou diretamente a partir do valor NSPT.

Tabela 12 - Correlação entre I_D e ϕ , em função da granulometria (Burmister, 1948)

Correlação	Granulometria
$\phi = 38 + 0,08 \cdot I_D$	Gravilha uniforme
$\phi = 34,5 + 0,1 \cdot I_D$	Areia grossa
$\phi = 31,5 + 0,115 \cdot I_D$	Areia média
$\phi = 28 + 0,140 \cdot I_D$	Areia fina

A Tabela 13 apresenta as correlações dos valores N do ensaio SPT e parâmetros básicos de solos não-coesivos classificados de acordo com o critério de Casagrande proposto por Hunt (1984).

Tabela 13 - Propriedades comuns dos solos não coesivos (Hunt, 1984)

Material	Compacidade	I_D (%)	N_1	Peso volúmico seco γ_d (g/cm ³)	Índice de vazios e	Ângulo de atrito ϕ
GW: Cascalho bem graduado , mistura de cascalho e de areia	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Medianamente densa	50	55	2,08	0,28	36
	Solta	25	< 28	1,97	0,36	32
GP: Cascalho mal graduado , mistura de cascalho e de areia	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Medianamente densa	50	50	1,92	0,39	35
	Solta	25	< 20	1,83	0,47	32
SW: Areias bem graduadas, areias com cascalho	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Medianamente densa	50	35	1,79	0,49	34
	Solta	25	< 15	1,70	0,57	30
SP: Areias mal graduadas, areias com cascalho	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Medianamente densa	50	30	1,67	0,60	33
	Solta	25	< 10	1,59	0,65	29
SM: Areias siltsas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Medianamente densa	50	25	1,55	0,74	32
	Solta	25	< 8	1,49	0,80	29
ML: Siltes inorgânicos, areias muito finas	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Medianamente densa	50	20	1,41	0,90	31
	Solta	25	< 4	1,35	1,00	27

Na tabela 14 são apresentados os vários parâmetros mecânicos do solo das nove zonas apresentadas, obtidos essencialmente através das correlações utilizadas com os ensaios SPT e apresentadas acima.

Tabela 14 - Parâmetros Geotécnicos obtidos na sondagem

	N_{SPT}	Peso específico do solo (kN/m ³)	Módulo de elasticidade do solo (MPa)	Ângulo de resistência ao corte (°)	Resistência não drenada (kPa)	Resistência drenada (kPa)
ZG9	-	17 - 18	< 3	20 - 25	-	0
ZG8	2 - 4	15	2 - 4	15 - 20	< 25	0 - 50
ZG7	4 - 30	18 - 19	5 - 30	28 - 32	-	0
ZG6	8 - 30	17 - 20	4 - 8	20 - 22	50 a 200	50 - 120
ZG5	≥ 30	20 - 21	8 - 30	20 - 25	≥ 200	120 - 250
ZG4	30 - 60	19 - 20	30 - 45	32 - 38	-	0
ZG3	≥ 60	20 - 21	≥ 45	38 - 40	-	0
ZG2	20 - 60	22 - 24	300 - 1800	31 - 35	-	200 - 1000
ZG1	≥ 60	22 - 24	1400 - 3100	35 - 38	-	1100 - 1800

De forma a simplificar a representação do solo não-coesivo (areia) apresentado na Tabela 14, um resumo das propriedades do solo foi obtido através da média dos valores e pelo log da Sondagem apresentada na Figura 51, sendo estes valores apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Propriedades do solo obtidas através da correlação com os resultados do ensaio SPT

Tipo de solo	Espessura da camada (m)	N_{SPT} médio	Peso específico efetivo (kN/m ³)	Ângulo de resistência ao corte (°)	C1	C2	C3	Módulo de reação inicial (kN/m ³)
ZG9	12	2	8	28	1,55	2,4	22	1000
ZG7	12	26	9	30	1,8	2,7	28	8958

Os coeficientes C1, C2, C3 e o módulo de reação inicial do solo foram obtidos e calculados através do gráfico da Figura 11 apresentada no capítulo 2, mais especificamente, na secção 2.3.2 – Método das curvas p-y.

Como apresentado também no capítulo 2, os valores utilizados na abordagem do Método Francês são valores de resistência de ponta, logo para a conversão dos valores do ensaio SPT em valores q_c (CPT) utilizou-se a proposta aferida para dimensionamento de estacas proposta por Bustamante e GIANESSELLI.

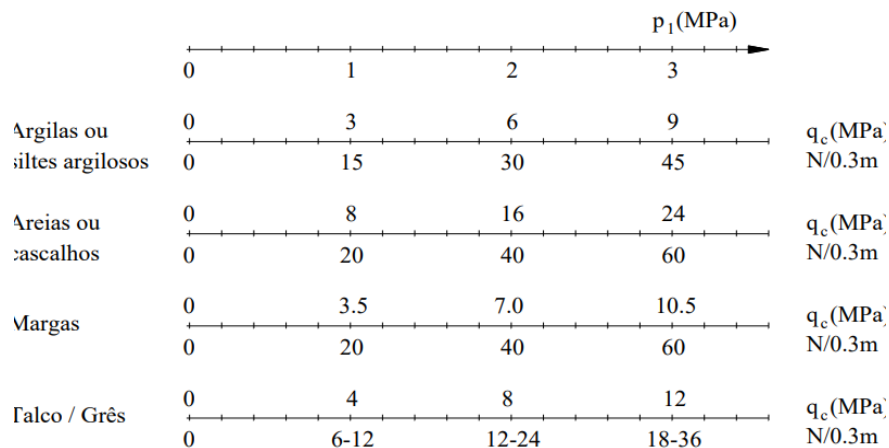


Figura 52 - Conversão de NSPT em q_c (CPT) e l (PMT) - Bustamante e GIANESSELLI, 1996 (FONSECA, 2020)

4.5 ANÁLISE NÃO LINEAR, RESULTADOS E DISCUSSÃO

O comportamento não linear de um elemento estrutural decorre da admissão das relações entre os esforços e as deformações do betão e das fibras como sendo não lineares, originadas pela ocorrência do fenómeno de fendilhação do betão e posteriormente na criação de rótulas plásticas em zonas críticas. Por norma a plastificação do elemento é obtida por ação dos momentos fletores, traduzida pelos correspondentes diagramas momento-curvatura, portanto, considera-se que uma secção de um elemento estrutural sujeito a qualquer tipo de flexão, plastifica quando o momento fletor atinge o valor do momento de plastificação e este mantém-se constante mesmo a carga aplicada progredindo, originando a partir desse ponto as deformações plásticas. A partir da análise não-linear é permitido definir de forma mais realística o seu comportamento estrutural.. Seguramente, os elementos constituídos por materiais com uma certa ductilidade como a armadura ou as fibras de aço apresentam , geralmente, um acúmulo de resistência para além do limite elástico, a qual depende de muitos factores entre os quais da geometria das secções transversais. Desse modo, a resistência das próprias secções limita a capacidade resistente do elemento estrutural, mas também, quer o cálculo de deslocamentos quer dos diagramas de esforços são alterados a partir do momento em que a estrutura já não se comporta de forma elástica.

Concluído o modelo final com as devidas considerações, a próxima etapa segue em analisar os resultados obtidos pelo *software* Diana FEA quando este executa uma análise não-linear da estaca composta por betão reforçado com fibras de ductilidade 4 a e armadura de 8 varões de aço A500 com 16 mm de diâmetro com comprimento de 3 metros medidos a partir do topo do elemento, de forma a avaliar o seu comportamento quando sujeita a uma carga vertical de compressão no valor de 700 kN e uma carga horizontal com o valor inicial de 50 kN, que cresce de forma monótuna até se efetivar a rutura da estaca, com o objetivo de analisar e avaliar os mecanismos de redistribuição dos esforços entre o betão e a armadura /fibras, nos horizontes mais profundos, quando ocorre a fendilhação do betão. A aplicação das cargas é feita de forma sequencial sendo em primeiro lugar aplicada a força vertical total e em seguida a força horizontal.

Neste estudo serão abordadas duas secções específicas da estaca, na cabeça e a uma profundidade de 4 metros, sendo nestas duas zonas onde ocorrem os maiores esforços, como poderá ser constatado mais adiante, e por isso de grande importância neste estudo. Previamente, existe a necessidade de avaliar a

estaca quando esta se rege por um comportamento totalmente linear elástico para posteriormente compreender o comportamento não-linear através da comparação de resultados.

Nas Figuras 53, 54, 55 e 56, são apresentados os diagramas Força versus Deslocamento e Força versus Momento Fletor para as profundidades em estudo, nomeadamente, 0 e 4 metros, para cargas consideradas entre o intervalo de 50 a 200 kN quando a estaca se comporta de forma linear elástica.

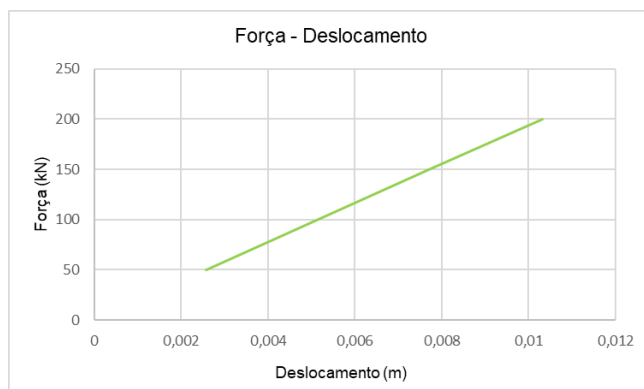


Figura 53 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 0m - Análise Linear Elástica

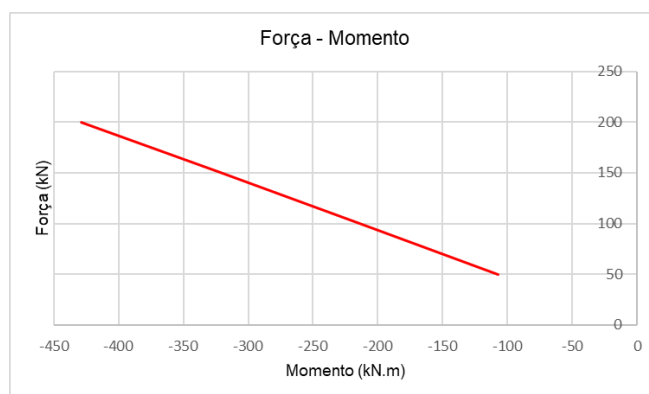


Figura 54 - Força versus momento - Profundidade Z = 0 m - Análise Linear Elástica

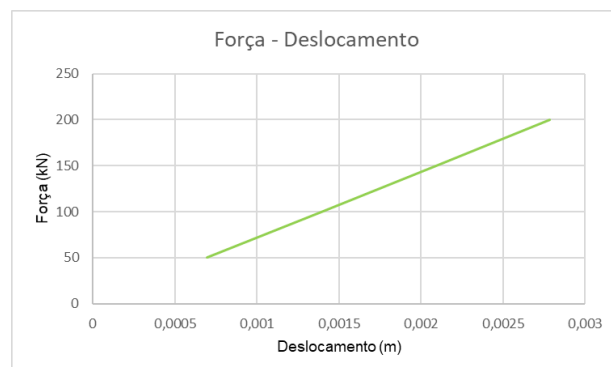


Figura 55 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 4 m - Análise Linear Elástica

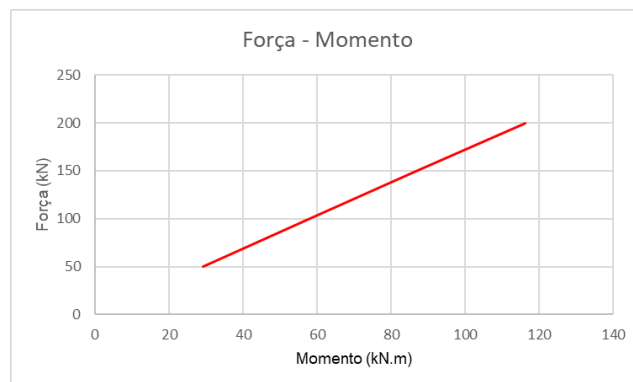


Figura 56 - Força versus momento - Profundidade Z = 4 m - Análise Linear Elástica

Seguindo para a análise do comportamento não-linear, o aumento gradual da carga horizontal tem como fundamento, incrementos de carga segundo *loadsteps* de $0.25 * 50 \text{ kN} = 12.5 \text{ kN}$, até se consumir a rotura. Neste trabalho apenas foram estudados 4 estágios notáveis de carga, mais especificamente valores aproximados de 50, 100, 150 e 200 kN. Na Figura 57 é possível observar a evolução da deformada da estaca isolada à medida que a força vai progredindo para níveis de cargas intermédios até à rotura. No primeiro caso a estaca encontra-se estática, no segundo é aplicada uma carga próxima de 100 kN e no último cenário é aplicada a carga última que leva à rotura do elemento nas secções em estudo.



Figura 57 - Evolução da deformada da estaca: 1) Estaca estática, 2) Carga intermédia aplicada, 3) Carga Última aplicada (Rotura)

Após a extração dos resultados relevantes para este estudo, do Diana FEA, particularmente os diagramas de Força – Deslocamento e Força – Momento Fletor para os pontos notáveis da estaca já mencionados, tal como se pode observar nas Figuras 58, 59, 60 e 61, foi possível elaborar uma análise comparativa entre o comportamento linear elástico e não-linear da estaca. No caso da figura 58 referente ao diagrama Força – Deslocamento na cabeça da estaca é possível constatar que o comportamento elástico mantém-se até uma força de 100 kN. A partir desse nível de carga pode ser verificado que o gráfico começa a ter um comportamento parabólico, o que indica a entrada da estaca num regime não-linear, e o betão fendilha, o que torna a resistência da estaca dependente inteiramente do fenómeno de ductilidade da armadura onde para uma carga de 200 kN e um deslocamento aproximado de 0.045m, efetiva-se a rotura. O mesmo fenómeno pode ser observado na Figura 60, onde para a profundidade de 4m, o comportamento da estaca é regido pela ductilidade das fibras.

Transitando para a análise dos diagramas Força – Momento Fletor, é possível observar na Figura 59, a uma profundidade de 0m, os momentos, tanto na análise linear como não linear andam a par sendo até semelhantes em valor em alguns pontos, apesar do elemento estrutural resistir, por norma, a um valor

superior de momentos quando analisado para um comportamento não linear. Também é possível verificar, tal como no diagrama de Força-Deslocamentos, que para a mesma profundidade a partir dos 170 kN aproximadamente, há uma perda progressiva de resistência por parte da armadura, efetivando-se a rotura para uma carga um pouco acima de 200 kN, onde a força progride contrariamente ao momento que se mantém constante. Semelhante acontece, como se pode constatar na Figura 61 que, para a profundidade de 4 m, dá-se a rotura das fibras para uma carga aproximada. Podemos concluir assim que a carga última está próxima dos 200 kN.

Relativamente aos momentos de plastificação, tendo em conta os dados presentes nos diagramas das figuras 59 e 61, para a armadura de aço A500 corresponde a aproximadamente 350 kN.m enquanto que para as fibras de classe de ductilidade a é traduzido um momento plástico aproximado de 200 kN.m.

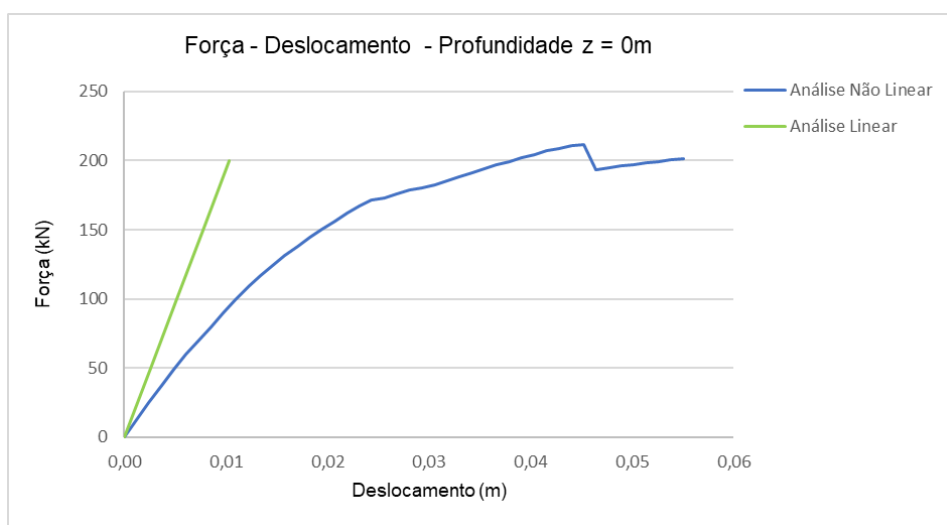


Figura 58 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 0 m - Análise Não Linear/ Linear

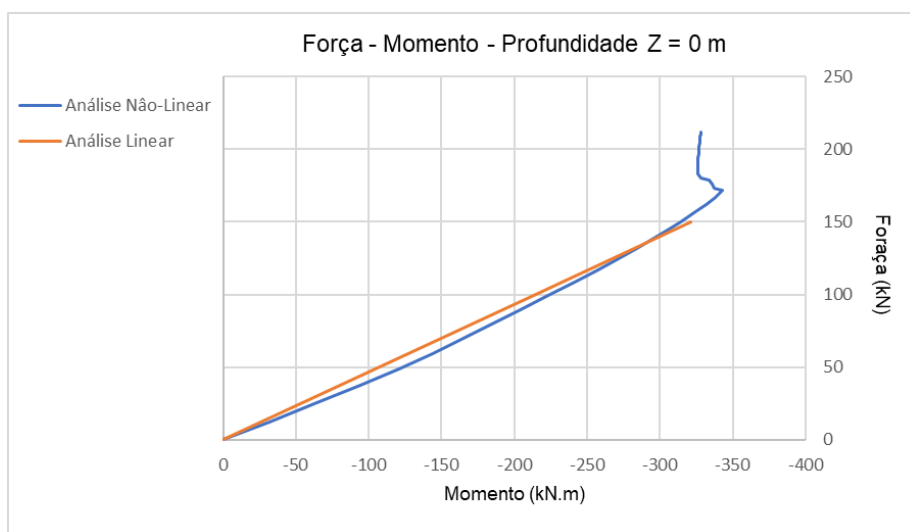


Figura 59 - Força versus momento fletor - Profundidade Z = 0 m - Análise Não Linear/ Linear

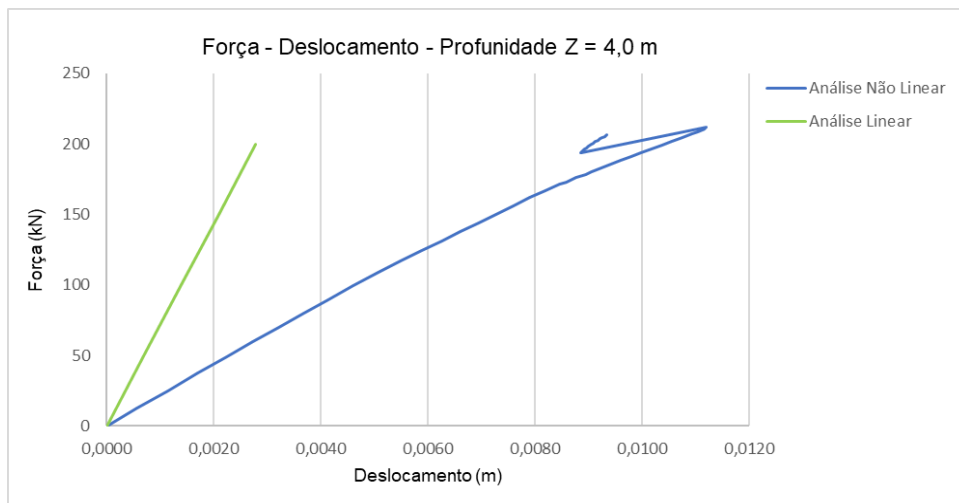


Figura 60 - Força versus deslocamento - Profundidade Z = 4 m - Análise Não Linear/ Linear

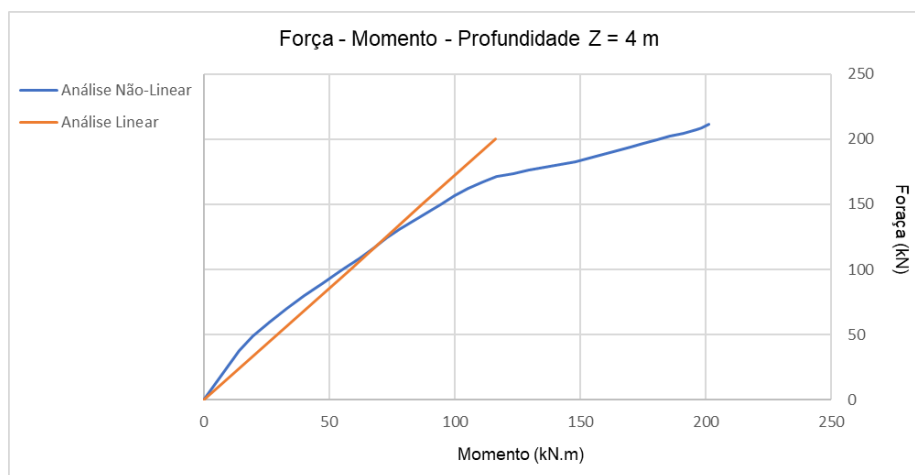


Figura 61 - Força versus momento fletor - Profundidade Z = 4 m - Análise Não Linear/ Linear

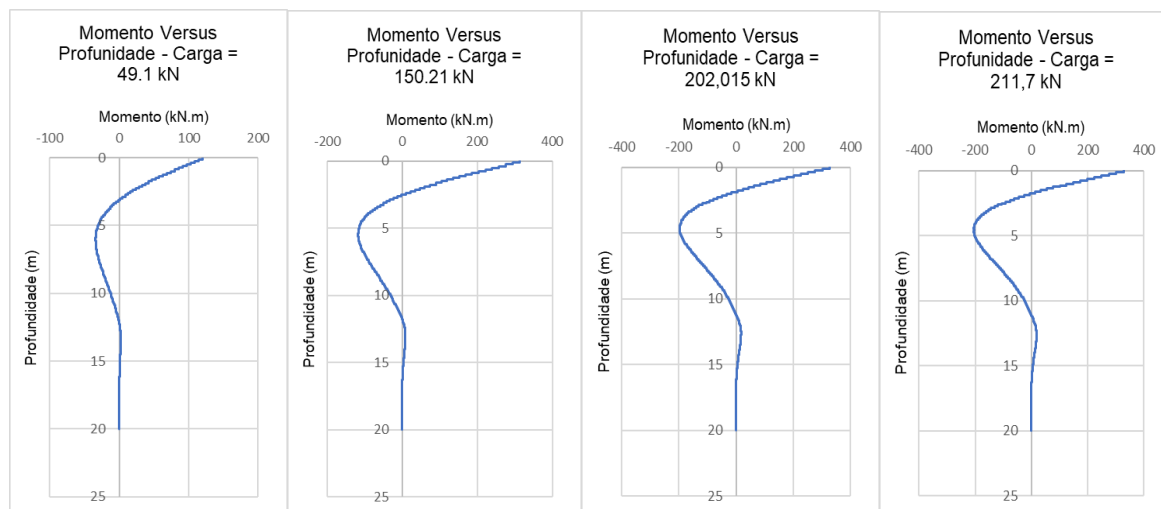


Figura 62 - Evolução dos momentos flectores em profundidade para vários estágios de carga até se efetivar a rotura

Na Figura 62 é possível registar a evolução dos momentos flectores em profundidade para diferentes níveis de carga notáveis, onde podemos verificar que para uma carga de 211 kN, encontram-se os valores máximos dos momentos. Com o objetivo de consolidar a análise anterior, recorreu-se novamente aos diagramas de interação de modo a verificar se os momentos de plastificação das secções em causa se encontravam em conformidade com a capacidade resistente dos materiais em causa, como mostra a Figura 64. Introduzidos os pontos pares de esforços máximos para as profundidades respetivas, foi possível apurar que os pontos específicos, a vermelho, na cabeça da estaca, e a azul a uma profundidade de 4 m, encontram-se fora das curvas resistentes dos materiais BRF 4a e armadura com taxa de 0.5% o que indica que nestas duas secções, quando aplicada a carga última, os materiais romperam por completo, tal como esperado. Na Tabela 16 encontram-se os pares de esforços verificados no diagrama.

Tabela 16 – Valores máximos de pares de esforços M,N para profundidades de Z = 0 e 4 m

Profundidade	N_{RD} (MN)	M_{RD} (MN.m)
Z = 0 m	-0,7	0,343
Z = 4 m	-0,58	0,201

Para melhor compreensão desta verificação, complementar ao estudo, apresenta-se a Figura 63 alusiva aos diagramas de interação elásticos, elasticoplásticos e plásticos, de dimensionamento de secções transversais de elementos estruturais.

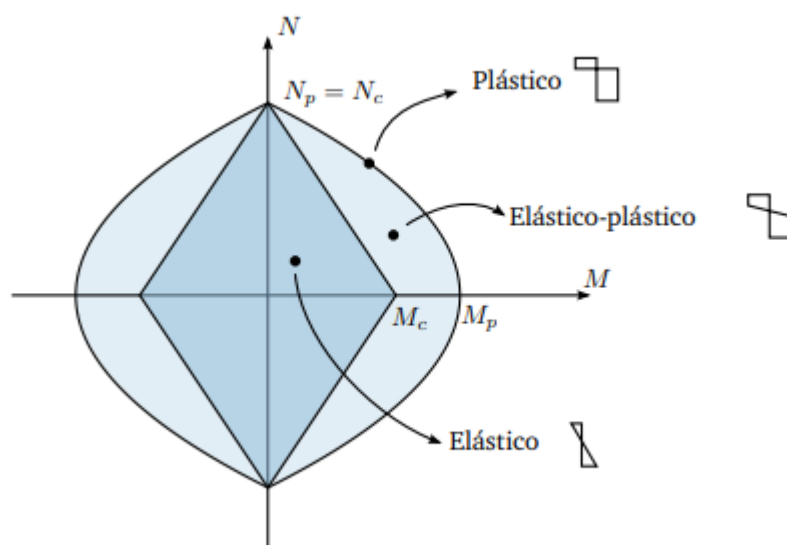


Figura 63 - Diagrama de interação Elástico, Elástico-Plástico e Plástico (Corrêa, 2022)

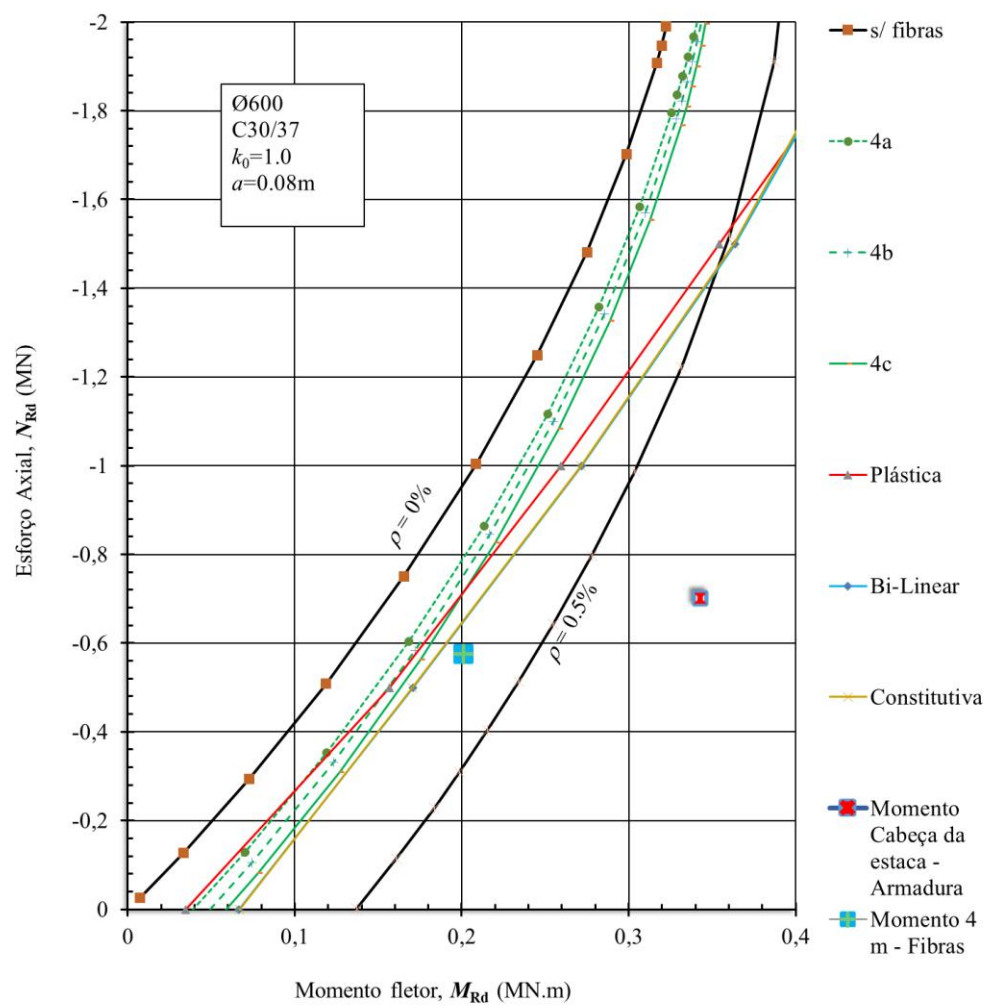


Figura 64 -Diagrama de interação de uma estaca de 600 mm diâmetro - pontos de momento máximo Armadura/ Fibras

5

CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este trabalho teve como objetivo estudar a possibilidade de substituir o betão armado por betão reforçado com fibras, com capacidade dúctil, nos horizontes mais profundos em estacas a trado contínuo, onde os esforços são significativamente menores. Esta substituição surge como necessidade pelo alto nível de complexidade que o processo construtivo deste tipo de estacas acarreta, nomeadamente na introdução da armadura após a betonagem, principalmente quando existe emendas de armaduras a uma elevada profundidade. Por isso, verificam-se grandes vantagens na implementação deste tipo de material em estacas.

Numa primeira parte do trabalho fez-se uma breve apresentação do tipo de estacas existentes, das suas classificações e processos construtivos, em foco nas estacas de trado contínuo com injeção de betão, base deste estudo, seguida da apresentação das metodologias de cálculo para solicitações verticais (Método Francês) e horizontais (Método das curvas p-y), explicando a interação entre o solo e a estrutura quando solicitada horizontalmente. Este último método é normalmente utilizado para simular o comportamento não-linear do solo através de molas com uma certa rigidez em profundidade, regendo-se pela lei p-y, nomeadamente, reação do solo por deslocamento da estaca, para cada camada do solo.

Posteriormente, efetuou-se uma breve descrição da história do material BRF, a sua utilização e fins, descrevendo sucintamente os tipos de fibras existentes e comercializadas, bem como os seus materiais constituintes (betão e fibras) e explicando a sua importância no fenómeno de fendação do betão e da sua capacidade de ductilidade. De seguida, foi demonstrada a metodologia de classificação do betão reforçado com fibras segundo as suas resistências residuais à tração, $f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$, bem como, foram apresentadas as várias leis constitutivas da resistência à tração: lei constitutiva à tração através do ensaio à flexão (*fib model code 2010*), distribuição plástica e bi-linear (EN 1992 1-1:2023).

Revistos os conceitos essenciais para o estudo do comportamento da estaca, foi apresentado o caso de estudo e o objetivo principal deste trabalho, avaliar o comportamento não-linear de uma estaca de 20 m de comprimento com 600 mm de diâmetro num solo não-coesivo, quando aplicada uma carga horizontal monotamente crescente até à rotura. Também são apresentadas as metodologias e etapas de modelação utilizadas na construção do modelo final de elementos finitos da estaca através do *software* comercial Diana FEA. Foram explicitados os resultados da análise seccional efetuada, nomeadamente, a validação das curvas p-y e do comportamento do material, BRF com ductilidade a. Com o objetivo de simular as condições de fronteira do solo, efetuou-se um simples modelo de uma estaca com as características acima apresentadas no programa RSPile, onde a análise de esforços e deslocamentos tem por base o

método não-linear das curvas p-y e a seguir numa folha de cálculo foram definidas as curvas p-y para camadas do solo com intervalos de 0.5 m de distância entre sí definidas segundo a API (2007), sendo posteriormente introduzidas no Diana FEA. Por fim, com os resultados obtidos do *software* foi possível construir o diagrama de momentos fletores, efetuando de seguida uma comparação entre os resultados dos dois programas, concluindo assim, que os diagramas de momentos eram semelhantes. Desse modo, foi possível verificar que as curvas implementadas no Diana FEA estavam a funcionar com o comportamento esperado.

Passando à validação do comportamento do betão reforçado com fibras, fez-se uso de diagramas de interação que normalmente são aplicados no dimensionamento de secções transversais de betão armado, especificamente, do diagrama para secções circulares com diâmetro de 600 mm, fazendo parte as curvas de betão simples, BRF 4a ,b e c e betão com taxa de armadura até 0.5%. Aplicando vários níveis de carga axial e uma carga horizontal ,monotamente crescente até a rotura, foi possível extrair do Diana FEA, tendo em conta o comportamento não linear do material, o valor máximo do momento fletor proveniente do diagrama momento-curvatura para cada nível de carga axial aplicado, obtendo o par de esforços máximos M,N que mais tarde foram introduzidos no diagrama de interação com o objetivo de observar se o comportamento do material introduzido no Diana FEA, regendo-se por três leis constitutivas diferentes do material, nomeadamente, lei constitutiva à tração uniaxial do betão, a distribuição plástica e a distribuição não-linear, iria conduzir a resultados dentro da curva correspondente à do BRF 4a. Após a introdução dos dados no diagrama observou-se que mesmo testando 3 leis constitutivas diferentes, havia uma grande disparidade entre os resultados obtidos do par de esforços e a curva de esforços resistentes M_{Rd} e N_{Rd} relativa ao betão reforçado com fibras de classe a, resistindo a esforços mais elevados do que o esperado, concluindo assim que existia uma limitação no esquema de integração do programa de cálculo numérico comparativamente com os métodos utilizados na construção do diagrama de interação utilizado.

A seguir efetuou-se a análise linear da estaca com o objetivo de efetuar, posteriormente, uma comparação de resultados com a análise não-linear. Extraíndo os resultados mais relevantes de ambas as análises, como os diagramas Força – Deslocamento e Força – Momento Fletor para duas secções notáveis da estaca, a primeira na cabeça da estaca a uma profundidade de 0 m, e a segunda a 4 m. Após efetuar uma avaliação comparativa dos dados obtidos nas duas análises, chegou-se à conclusão que a estaca tinha um comportamento linear até a dada carga horizontal aplicada, sendo aproximadamente 100 kN, à profundidade de 0 m. e 50 kN a 4m, e que a partir daí esta se comportava em regime não – linear até à rotura com momentos de plastificação aproximados de 345 kN.m e 210 kN.m, o que era formalmente expectável para os diferentes tipos de materiais e profundidades em estudo. De forma a consolidar o estudo anterior, fez-se uso do diagrama de interação apresentado na secção 4.3.2, com as 3 leis constitutivas já referidas e implementou-se o par de esforços máximos para as duas profundidades tendo em conta a carga última, concluiu-se assim que estes pontos se encontravam fora da abrangência das curvas de esforços resistentes dos materiais respetivos, nomeadamente, da armadura a uma profundidade de 0 m, e betão reforçado com fibras a 4 m, logo sucedeu-se a rotura nessas secções.

Tendo em conta que neste estudo apenas foi abordado o comportamento não-linear num contexto específico de geometria e material da estaca, num cenário geotécnico de solo não coesivo e cargas horizontais e verticais aplicadas, seria interessante progredir para outras classes de betão reforçado com fibras, diâmetros e taxas de armadura na cabeça da estaca, bem como, estudar o desempenho estrutural em condições geotécnicas diferentes para vários valores de esforço axial.

Além disso, seria relevante integrar a este estudo, uma análise aprofundada da capacidade da estaca em acomodar deformações distorcionais de maciços pouco competentes no contexto da análise sísmica.

Referências Bibliográficas

- API. (2007). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*. American Petrol Institute, Washington, D.C
- Fonseca, A.V. (2020). *Método Francês LPC-DTU-AFNOR. Elementos Teóricos*. Portugal, FEUP
- Fernandes, M.M., Pinto, P., Costa, A. P (2020). *Analysis and Design of Geotechnical Structures*. CRC Press, Oxon.
- Bustamante, M.; Gianselli, L. (1981) – “*Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques*”. Laboratoire des Ponts et Chaussées, França
- Fernandes, M.M., (2011). *Mecânica dos solos – vol.2: Introdução à Engenharia Geotécnica*. Edições UP, Portugal
- Frank, R., Cuira, F., Burlon, S. (2022). *Design of Shallow and Deep Foundations*. CRC Press, Boca Raton.
- Eugénio, E. J. R. *Fundações de Edifícios com Estacas a Trado Contínuo com betão reforçado com fibras (BRF) – Estudo de cenários viáveis*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2022
- BURMISTER, D.M., (1948). *The importance and practical use of relative density in soil mechanics – vol.48*. ASTM International, Philadelphia.
- Hunt, R.E. (1984). *Geotechnical Engineering Investigation Manual*. McGraw-Hill Book Co, New York.
- Frank, R. (2009). *Cálculo de cimentaciones superficiales y profundas basado en ensayos in situ – Práctica Francesa*. CEDEX, Madrid.
- Corrêa, M.R. (2022). *Introdução ao comportamento não linear de estruturas – Revisão 2022*. Texto pedagógico de apoio à disciplina de Resistência de Materiais, IST, Portugal
- Fédération internationale du béton. (2010). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete, Lausanne
- EN 14651 (2007). *Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality, residual)*. Bruxelas.
- Figueiredo, A. D (1997). *Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.
- Figueiredo, A. D (2011). *Concreto reforçado com fibras*. Universidade de São Paulo
- Neves, R (2003). *Betões reforçados com fibras de aço. Modelação do comportamento à compressão uniaxial*. Dissertação de Mestrado, LNEC.
- Piazza, M (2022). *Estudo da viabilidade da utilização de betão reforçado com fibras (BRF) em estacas construídas a trado contínuo com injeção de betão*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Eugénio, E (2022). *Fundações de edifícios com estacas a trado contínuo com betão reforçado com fibras (BRF) – Estudo de cenários viáveis*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Tavares, I (2016). *Método de execução de estacas moldadas: trado continuo versus tubo moldador recuperável*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro

- Esriualett, V (2016). *Comparação de modelos de análise de estacas carregadas transversalmente.*, Conclusão de curso em engenharia civil, UFSM
- Fernandes, N (2012). *Caracterização do betão reforçado com fibras de aço.* Dissertação de Mestrado, FTC Universidade Nova de Lisboa
- Velloso, D., Lopes (2010). *F. Fundações.* Oficina de Textos, São Paulo.
- Santos, L.B.L, Campos – Velho, H.F, Chiwiacowsky, L,D (2011). *Análise de robustez do método híbrido de estimação de dano estrutural.* Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São Paulo e Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brasil
- Chai, S. (2020). *Finite element analysis for civil engineering with Diana Software.* Springer, China
- Barros, Joaquim A.O. (2000). *Betão reforçado com fibras de aço: conceitos fundamentais.* Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto, Portugal
- Azevedo. A (2003). *Método dos elementos finitos – 1ª Edição.* FEUP, Portugal
- Santos, A. J. (2008). *Fundações por Estacas, Ações Verticais – Elementos Teóricos.* IST, Portugal
- Lima J., Coelho A., Monteiro V. (1980). *Manual de betão armado – 5ª Edição.* LNEC, Lisboa, Portugal
- NP EN 1992-1-1 (2008). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão.* Bruxelas.
- NP EN 1992-1-1 (2023). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão.* Bruxelas.
- RocScience, 2022a. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RSPile/RSPile-Laterally-Loaded-Pile-Theory.pdf> . Acesso em 15/12/2022
- RocScience, 2022b. Disponível em: <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RSPile/RSPile-Axially-Loaded-Piles-Theory.pdf> . Acesso em 24/10/2022.
- Diana FEA,FV , 2022a. Disponível em: <https://dianafea.com/diana-tutorials>. Acesso em 31/10/2022.
- Diana FEA,FV , 2022b. Disponível em: <https://dianafea.com/diana-manuals>. Acesso em 31/10/2022.
- RocScience, 2022c. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/rspile/verification-theory/theory-manuals> . Acesso em 26/11/2022.

ANEXOS

	Soil class	p_i^* (MPa)	q_c (MPa)
Clay, silt	Very soft to soft	< 0.4	< 1.0
	Firm	0.7 to 1.2	1.0 to 2.5
	Stiff	1.2 to 2.0	2.5 to 4.0
	Hard	≥ 2	≥ 4.0
Sand, gravel	Very loose	< 0.2	< 1.5
	Loose	0.2 to 0.5	1.5 to 4
	Medium dense	0.5 to 1.0	4 to 10
	Dense	1.0 to 2.0	10 to 20
	Very dense	≥ 2	> 20
Chalk	Soft	< 0.7	< 5
	Weathered	0.7 to 3	5 to 15
	Unweathered	≥ 3	≥ 15
Marl and marly limestone	Soft	< 1	< 5
	Compact	1 to 4	5 to 15
	Very compact	≥ 4	≥ 15
Rock	Weathered	2.5 to 4	
	Fragmented	> 4	

Fig. A.1 - Classes de solo (Fernandes, 2020)

Pile type	Group	Class
1 – Dry drilling	G1	1
2 – Drilling with bentonite	G1	1
3 – Drilling with permanent casing	G1	1
4 – Drilling with temporary casing	G1	1
5 – Dry drilling or with drilling fluid, with grooving	G1	1
6 – CFA simple or with double rotation	G1	2
7 – Screwed, concreted <i>in situ</i>	G1	3
8 – Screw pile with permanent tube	G1	3
9 – Driven, precast concrete or pre-stressed	G1	4
10 – Driven with casing (concrete, mortar, grout)	G2	4
11 – Driven with concrete (Franki)	G1	4
12 – Driven steel pipe, close ended	G1	4
13 – Driven steel pipe, open ended	G1	5
14 – Driven, H	G1	6
15 – Driven, H, grouted IGU or IRS	G2	6
16 – Driven sheet-piles	G1	7
17 – Micropiles type I (gravity pressure)	G2	1
18 – Micropiles type II (low pressure)	G2	1
19 – Piles or micropiles type III (high pressure)	G2	8
20 – Piles or micropiles type IV (high pressure with TAM)	G2	8

Fig. A.2 - Tipos de estacas (Fernandes, 2020)

Soil	
Clay and silt	$k_c (D_{ef} / B) = 0.3 + (k_{cmax} - 0.3)(D_{ef} / B) / 5$
Intermediate soil	$k_c (D_{ef} / B) = 0.3 + (k_{cmax} - 0.3)(D_{ef} / B) / 5$
Sand and gravel	$k_c (D_{ef} / B) = 0.1 + (k_{cmax} - 0.1)(D_{ef} / B) / 5$
Chalk, marl and weathered or fragmented rock	$k_c (D_{ef} / B) = 0.15 + (k_{cmax} - 0.15)(D_{ef} / B) / 5$

Fig. A.3 - Coeficiente de capacidade k_c para $D_{ef} / B \leq 5$ (Fernandes, 2020)

Pile class	Clay (%CaCO ₃ < 30%), silt	Intermediate soil	Sand, gravel	Chalk	Marl and marly limestone	Weathered or fragmented rock
1	0.40	0.30	0.20	0.30	0.30	0.30
2	0.45	0.30	0.25	0.30	0.30	0.30
3	0.50	0.50	0.50	0.40	0.35	0.35
4	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
5	0.35	0.30	0.25	0.15	0.15	0.15
6	0.40	0.40	0.40	0.35	0.20	0.20
7	0.35	0.25	0.15	0.15	0.15	0.15
8	0.45	0.30	0.20	0.30	0.30	0.25

Fig. A.4 - Coeficiente de capacidade $k_{c\text{ máx}}$ para $D_{ef}/B > 5$ (Fernandes, 2020)

Pile type	Clay (%CaCO ₃ < 30%), silt	Intermediate soil	Sand, gravel	Chalk	Marl and marly limestone	Weathered or fragmented rock
1	0.55	0.65	0.70	0.80	1.40	1.50
2	0.65	0.80	1.00	0.80	1.40	1.50
3	0.35	0.40	0.40	0.25	0.85	—
4	0.65	0.80	1.00	0.75	0.13	—
5	0.70	0.85	—	—	—	—
6	0.75	0.90	1.25	0.95	1.50	1.50
7	0.95	1.15	1.45	0.75	1.60	—
8	0.30	0.35	0.40	0.45	0.65	—
9	0.55	0.65	1.00	0.45	0.85	—
10	1.00	1.20	1.45	0.85	1.50	—
11	0.60	0.70	1.00	0.95	0.95	—
12	0.40	0.50	0.85	0.20	0.85	—
13	0.60	0.70	0.50	0.25	0.95	0.95
14	0.55	0.65	0.70	0.20	0.95	0.85
15	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
16	0.45	0.55	0.55	0.20	1.25	1.15
17	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—
19	1.35	1.60	2.00	1.10	2.25	2.25
20	1.70	2.05	2.65	1.40	2.90	2.90

Fig. A.5 - Determinação do coeficiente $\alpha_{pile-soil}$ (Fenandes, 2020)

	<i>Clay</i> (%CaCO ₃ < 30%), silt	<i>Intermediate soil</i>	<i>Sand, gravel</i>	<i>Chalk</i>	<i>Marl and marly limestone</i>	<i>Weathered or fragmented rock</i>
Curve	Q1	Q2	Q3	Q2	Q2	Q2
a	0.0018	0.0015	0.0012	0.0015	0.0015	0.0015
b	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
c	0.4	0.25	0.15	0.25	0.25	0.25

Fig. A.6 - Determinação do parâmetro f_{soil} - coeficientes a, b e c (Fernandes, 2020)

<i>Pile type</i>	<i>Clay (%CaCO₃ < 30%), silt</i>	<i>Intermediate soil</i>	<i>Sand, gravel</i>	<i>Chalk</i>	<i>Marl and marly limestone</i>	<i>Weathered or fragmented rock</i>
1	90	90	90	200	170	200
2	90	90	90	200	170	200
3	50	50	50	50	90	—
4	90	90	90	170	170	—
5	90	90	—	—	—	—
6	90	90	170	200	200	200
7	130	130	200	170	170	—
8	50	50	90	90	90	—
9	130	130	130	90	90	—
10	170	170	260	200	200	—
11	90	90	130	260	200	—
12	90	90	90	50	90	—
13	90	90	50	50	90	90
14	90	90	130	50	90	90
15	200	200	380	320	320	320
16	90	90	50	50	90	90
17	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—
19	200	200	380	320	320	320
20	200	200	440	440	440	500

Fig. A.7 - Resistência lateral máxima q_{smax} (Fernandes, 2020)