



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

Interação Fundação-Solo em Ensoleiramentos Sobre Estacas: Métodos de Análise

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

José Miguel Carvalho Pascoal

Orientador

Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

José Carlos Duarte Grazina

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Maio, 2015

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho traduz a abertura de uma nova fase da minha vida. No entanto, há que não esquecer todos os que me fizeram crescer de modo a que fosse possível chegar até aqui.

Em primeiro lugar quero agradecer a toda a minha família, em especial aos meus pais e à minha madrinha, por todas as condições que me proporcionaram para que eu alcançasse este meu objetivo. Não posso esquecer as minhas irmãs, o meu cunhado, as minhas sobrinhas e/ou afillhadas, pois muitas vezes, mesmo sem saberem, foram quem me deu força nos momentos em que desistir parecia ser o caminho mais fácil.

Uma palavra de carinho com a pessoa que mais sofreu, indiretamente, com este trabalho, a minha namorada. Por todas as vezes que me ouviste, que me apoiaste, que estiveste ali... Aliás, obrigado por tudo o que és na minha vida!

Ao professor Paulo Pinto uma palavra de agradecimento por todo o apoio, por todo o conhecimento transmitido mas, acima de tudo, pela sua forma peculiar de nos incitar à procura da resposta. Também ao professor José Grazina, um agradecimento por toda a atenção disponibilizada.

Um palavra de apreço ao todos os professores de geotecnia em geral, pela forma exemplar como se dedicam a esta área, sendo por isso os responsáveis pela minha escolha por esta área de especialização.

Não posso deixar de agradecer a todos os colegas que comigo partilharam estes anos de curso, de uma forma especial aos meus colegas de perfil por todas as horas de trabalho mas também por todo o tempo de convívio que tanto nos motivou. Um particular agradecimento aos colegas Nuno Lucas e Vanessa Borges pela ajuda neste trabalho específico.

A todos os meus amigos, generalizando mas não me esquecendo de nenhum, um grande obrigado por existirem na minha vida!

RESUMO

As fundações são um elemento fundamental em qualquer projeto de Engenharia Civil, uma vez que garantem a estabilidade global da estrutura. Com a crescente recorrência a edifícios de grande envergadura torna-se necessário obter sistemas de fundações capazes de responder às solicitações destes com a maior eficácia possível e com, a sempre desejada, otimização a nível económico. Neste contexto surgem os sistemas CPRF (*Combined Piled-Raft Foundations*) estudados na presente dissertação. Esta tem como principal objetivo a modelação tridimensional, através do método de elementos finitos, destes sistemas no recente *software* RS3, da Rocscience.

Inicialmente foi efetuada uma revisão bibliográfica com o intuito de perceber, através de estudos já realizados, o comportamento deste sistema de fundação, nomeadamente de que forma é que os seus mecanismos de interação são afetados pelas suas propriedades. Pesquisou-se também sobre os métodos de análise de sistemas CPRF e sobre a forma como são abordados os projetos destes.

De seguida efetuaram-se dois testes à forma de modelar, quer as estacas quer a laje de ensoleiramento, a fim de se poder apurar qual a forma que melhor traduz o comportamento dos mesmos. Adicionalmente são realizadas diversas análises paramétricas a vários modelos CPRF (4, 5 e 9 estacas) onde são alteradas algumas das suas propriedades (espaçamento entre estacas, espessura da laje de ensoleiramento e parâmetros geotécnicos do solo) de modo a perceber como estas alterações influenciam o comportamento global destes.

Conseguiu-se assim chegar a uma forma adequada de modelar um sistema CPRF no programa em causa e percebeu-se que as alterações introduzidas às suas propriedades têm diferentes impactos na resposta do sistema global.

ABSTRACT

Foundations are a key element in any Civil Engineering project to assure the global stability of the structure.

Due to increase in the construction of higher buildings, it is mandatory to provide foundation systems which can efficiently support the applied loading but keeping in mind an economical optimization. The new purposed foundation system to fulfill the presented requirements are the CPRF (Combined Piled-Raft Foundations) systems studied in the present work.

This study is based in a 3D finite element modelling of the CPRF system using the software RS3 from Rocscience.

The first step was to prepare a valid state-of-the-art of the existing work in order to properly assess and understand the behavior of the system, especially how the interaction mechanisms are affected by its properties. It was also verified the design approaches and procedures available for CPRF systems.

Following, two tests were performed to assess the best modelling strategy both for the piles as for the foundation slab in order to simulate the behavior of both elements. Additionally, some parametric analyses are carried out in several CPRF models (4, 5 and 9 piles) by changing some properties (pile spacing, slab thickness and ground geotechnical parameters) in order to understand how these changes influence the global behavior of the system.

Finally it was possible to achieve a proper way to model a CPRF system in the presented software and it was possible to conclude that the changes introduced in the model influence differently the behavior of the system.

INDÍCE

Agradecimentos	i
Resumo.....	ii
Abstract	iii
Índice.....	iv
Índice de Figuras	vi
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos	1
2 Revisão Bibliográfica	3
2.1 Considerações gerais.....	3
2.2 Mecanismos de Interação	6
2.3 Métodos de Análise.....	10
2.3.1 Métodos Simplificados	11
2.3.1.1 Correlações empíricas	12
2.3.1.2 Fundações equivalentes.....	13
2.3.1.3 Métodos baseados na teoria da elasticidade.....	14
2.3.2 Métodos Numéricos.....	16
2.4 Projeto.....	17
2.4.1 Abordagem de projeto	17
2.4.2 Processo de dimensionamento.....	19
2.5 Casos de aplicação	21
3 Modelação Numérica	23
3.1 Estaca Isolada	25
3.1.1 Modelação como elemento contínuo	26
3.1.2 Modelação como elemento viga.....	28
3.1.3 Análise de resultados	31

3.2	Modelo Unitário CPRF	38
3.2.1	Modelação da laje de ensoleiramento como elemento contínuo	40
3.2.2	Modelação da laje de ensoleiramento como elemento casca.....	40
3.2.3	Análise de resultados	41
3.3	Modelo CPRF de 4 estacas	49
3.3.1	Análise de resultados	51
3.4	Modelo CPRF de 5 estacas	54
3.4.1	Análise de resultados	56
3.5	Modelo CPRF de 9 estacas	61
3.5.1	Análise de resultados	62
4	Conclusões.....	67
	Referências Bibliográficas	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comportamento de um sistema CPRF quando comparado a fundações convencionais (Katzenbach et al, 2000).....	4
Figura 2.3 – Interações num sistema CPRF (ISSMGE, 2012 - modificado)	6
Figura 2.4 - Interação solo-estaca (Souza, 2010)	7
Figura 2.5 - Interação estaca-estaca (Souza, 2010).....	8
Figura 2.6 - Interação ensoleiramento-estaca (Souza, 2010)	8
Figura 2.7 - Interação solo-solo (Souza, 2010)	9
Figura 2.8 - Mobilização do atrito lateral vs assentamento de uma estaca flutuante, na situação isolada e associada a uma sapata (Burland, 1995 - modificado)	10
Figura 2.9 - Método Equivalent Raft (Randolph, 1994)	13
Figura 2.10 - Modelo trilinear (Poulos e Davis, 1980).....	14
Figura 2.11 - Ilustração do método de Burland (Soares, 2011 - modificado)	15
Figura 2.12 - Carga-assentamento para diferentes abordagens (Poulos 2000 - modificado)	18
Figura 2.13 - Escolha da abordagem de projeto (Mandolini, 2003 - modificado)	19
Figura 2.14 - Gráfico da curva carga-assentamento (Poulos, 2000 - modificado)	20
Figura 2.15 - Edifício Messeturm (Katzenbach et al, 2004).....	21
Figura 2.16 - Mirax Plaza, Kiev	22
Figura 2.17 - Condições do Solo (Katzenbach et al, 2013)	22
Figura 3.1 - Elemento tetraédrico de 10 ponto nodais com elemento de viga (Rocscience, 2013)	24
Figura 3.2 – <i>Input</i> de modelação de materiais.....	25
Figura 3.3 - Estaca isolada – elementos de contínuo	25
Figura 3.4 - Estaca isolada - elementos de viga.....	25
Figura 3.5 - Propriedades do material betão C30/37.....	26
Figura 3.6 – Fator de capacidade de carga Nq' para estacas cravadas (Kulhawy et al, 1983)	27
Figura 3.7 - Propriedades elemento viga	29
Figura 3.8 – Curvas típicas para estacas moldadas - atrito lateral (O'Neill and Reese, 1999)	30

Figura 3.9 - Curvas típicas para estacas moldadas - resistência de ponta (O'Neill and Reese, 1999) ..	30
Figura 3.10 - Propriedades da estaca	31
Figura 3.11 - Curva carga-assentamento da estaca isolada modelada com elementos contínuos	31
Figura 3.12 - Curva carga-assentamento da estaca isolada modelada com elementos de viga.....	32
Figura 3.13 - Esforço axial na estaca (elementos de viga)	33
Figura 3.14 - Esforço axial na estaca (elementos de contínuo)	33
Figura 3.15 - Tensão efetiva vertical, σ'_{zz} , no solo (elementos de viga).....	35
Figura 3.16 - Tensões efetivas verticais (σ'_{zz}) no alinhamento do centro geométrico da estaca	35
Figura 3.17 - Tensão efetiva vertical, σ'_{zz} , no solo (elementos de contínuo).....	36
Figura 3.18 - Tensão tangencial (τ_{yz}) no solo para o modelo de estaca com elementos contínuos	36
Figura 3.19 - Mobilização do atrito lateral, ao longo do fuste, no interface para o modelo da estaca com elementos de viga	37
Figura 3.20 - Tensão tangencial no solo junto à estaca (modelo da estaca com elementos de viga) ..	38
Figura 3.21 - Modelo unitário CPRF	38
Figura 3.22 - Modelo Unitário CPRF (laje com elementos de contínuo).....	39
Figura 3.23 - Modelo Unitário CPRF (laje com elementos de casca)	39
Figura 3.24 - Esforço axial na estaca (laje com elementos de contínuo)	41
Figura 3.25 - Esforço axial na estaca (laje com elementos de casca).....	42
Figura 3.26 - Análise da transferência de tensões, σ'_{zz} [kPa], ensoleiramento-estaca	43
Figura 3.27 - Avaliação da distribuição de tensões efetivas verticais, σ'_{zz} [kPa], num corte na estaca a 2m de profundidade.....	43
Figura 3.28 - Tensão tangencial (τ_{yz}) no solo (laje com elementos de contínuo)	44
Figura 3.29 - Tensão tangencial (τ_{yz}) no solo (laje com elementos de casca)	45
Figura 3.30 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF Unitário)	45
Figura 3.31 - Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo unitário CPRF	46
Figura 3.32 - Curva carga-assentamento do CPRF Unitário	47
Figura 3.33 - Tensões efetivas verticais, σ'_{zz} [kPa], no solo sob o ensoleiramento	47
Figura 3.34 – Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF Unitário	48
Figura 3.35 - Distribuição de momentos no ensoleiramento	49
Figura 3.36 - Planta do modelo CPRF 4	49
Figura 3.37- Curvas carga-assentamento dos modelos CPRF 4	51
Figura 3.38 – Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo CPRF 4.....	52

Figura 3.39 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF 4)	53
Figura 3.40 - Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF 4	54
Figura 3.41 - Planta do modelo CPRF 5	55
Figura 3.42 - Curvas carga-assentamento dos modelos CPRF 5	56
Figura 3.43 – Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo CPRF 5.....	57
Figura 3.44 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF 5)	58
Figura 3.45 - Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF 5	59
Figura 3.46 - Comparação com modelo trilinear	60
Figura 3.47 - Planta do modelo CPRF 9	61
Figura 3.48 - Curvas carga-assentamento dos modelos CPRF 9	62
Figura 3.49 – Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo CPRF 9.....	63
Figura 3.50 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF 9)	65
Figura 3.51 - Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF 9.....	66

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Como é do conhecimento geral o panorama atual da Engenharia Civil exige, cada vez mais, soluções sustentáveis quer do ponto vista económico quer do ponto vista ambiental. Tal facto associado ao forte crescimento demográfico que se tem verificado nas últimas décadas - tome-se como exemplo a China que abarca 22% da população mundial - e ao conseqüente escassear de espaço disponível para construção nas regiões urbanas, tem despoletado a necessidade de recorrer a edifícios cada vez mais esbeltos com elevadas cargas a ser transmitidas às fundações. Não esquecer também que a existência destes edifícios de grande envergadura transmitem um sentimento de orgulho às cidades e aos países neles contruídos. Assim sendo, torna-se imperativo que sejam estudadas soluções geotécnicas capazes de responder às novas circunstâncias. Neste sentido, surgiram os novos sistemas de fundação, designados de sistemas CPRF (*Combined Piled-Raft Foundations*), que se têm imposto às soluções convencionais dado que apresentam, perante estas, diversas vantagens: menor tempo de execução; melhor desempenho, tanto a nível de capacidade de carga como na redução de assentamentos (totais e diferenciais); e a grande vantagem económica sempre tão procurada em qualquer projeto de engenharia. Apresenta-se como uma solução mista que combina os dois tipos de fundações convencionais (superficiais e profundas) e que visa a transmissão das cargas ao terreno através do ensoleiramento e das estacas, aumentando assim a capacidade de carga atingida e reduzindo os assentamentos. Contudo, dado que o seu dimensionamento tem que ser tomado como um todo, englobando as diversas interações existentes entre os componentes da fundação, trata-se de uma solução que carece ainda de investigação a um nível holístico, daí a oportunidade em desenvolver o presente trabalho.

1.2 Objetivos

As formulações teóricas existentes que permitem estimar a capacidade de carga ou os assentamentos dos sistemas CPRF resultam, muitas delas, de uma conjugação do comportamento das duas estruturas (ensoleiramento e estacas). No entanto, os mecanismos de interação solo-estrutura são o grande desafio desta temática uma vez que a sua contribuição para o comportamento global do sistema é algo em constante evolução. Deste modo, surge como uma opção bastante apreciada a nível internacional, de entre outras também existentes, a modelação deste tipo de fundação em *softwares* de elementos finitos.

O grande objetivo da presente dissertação prende-se então em, através do programa RS3 da *Rocscience*, tirar partido da modelação tridimensional do sistema, recorrendo ao método de elementos finitos. Através de algumas análises paramétricas, onde são alteradas propriedades do sistema CPRF, tais como, o espaçamento entre estacas, a espessura do maciço de encabeçamento ou os parâmetros geotécnicos do solo, foi tentar perceber-se de que modo é que estas alterações podem afetar os mecanismos de interação do sistema global e, conseqüentemente, o seu comportamento.

No entanto, dada a falta de informação e de trabalhos realizados neste programa recentemente criado, houve a necessidade de, inicialmente, explorar as suas potencialidades e de avaliar as suas opções de modelação, no que respeita às estacas e ao ensoleiramento, e seus respetivos resultados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações gerais

Sendo, ao nível da bibliografia internacional, nomeada de *Combined Piled-Raft Foundation*, esta é uma solução que procura tirar partido de ambos os seus elementos (laje de ensoleiramento, como elemento horizontal e estacas, como elemento vertical) bem como das interações que se desenvolvem entre os mesmos e também com o solo adjacente de modo a suportar todas as ações atuantes sobre esta. (Janda et al, 2009)

Pode então afirmar-se como uma solução mista que se desenvolve algures entre um elemento de fundação superficial (maciço de encabeçamento) e um elemento de fundação profunda (estacas), respondendo como uma junção dos dois e sendo ambos responsáveis pelo desempenho da fundação, quer em termos de capacidade de carga quer em termos de assentamentos. (Sales, 2000)

Ao receber a carga aplicada o ensoleiramento vai, desde logo, proceder a uma distribuição de cargas, pelo solo adjacente e pelas estacas, fortemente dependente da rigidez dos diversos elementos (solo, ensoleiramento e estacas). Como se torna intuitivo, o solo será sempre o destino final da carga aplicada ao sistema, agora, em consonância com o anteriormente descrito, essa carga será transmitida por vários mecanismos: nas estacas, por atrito lateral e ponta; no maciço, por tensões normais na interface solo-maciço. Dependendo do tipo de solo da camada superficial o ensoleiramento, geralmente, pode transmitir diretamente ao solo entre 20% a 40% da carga aplicada, no entanto o seu efeito na redução de assentamentos é muito pequeno (Kuwabara, 1989). As estacas, estas sim, têm como principal objetivo a redução de assentamentos (tanto totais como diferenciais) nos sistemas CPRF (Burland et al, 1977).

No entanto há que compreender que todo o sistema CPRF é bastante complexo e que a sua resposta, em termos de tensão *versus* deformação, é afetado por todos os componentes deste sistema tridimensional, tais como: propriedades do solo; geometria (do ensoleiramento, das estacas e do sistema em si); as rigidezes de todos os componentes, *per si*, e as consequentes rigidezes relativas; as interações que se desenvolvem entre todos os componentes constituintes da fundação (capítulo 2.2); e, até mesmo, a metodologia de execução. Sales (2000) afirma que o mecanismo de transferência de carga e a resposta carga – assentamento, de um ensoleiramento estaqueado, apresentam uma natureza muito complexa, tratando-se de um problema eminentemente tridimensional dado que envolve diversos tipos de interação, entre os elementos constituintes da fundação.

É então possível classificar o sistema tendo em conta a distribuição de cargas entre os elementos estaca ($R_{pile,k,j}$) e o sistema global ($R_{tot,k}$). Para este efeito Katzenbach et al (2000) propôs o seguinte coeficiente:

$$\alpha_{PR} = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)} \quad (1)$$

De denotar que quando $\alpha_{PR} = 0$ está-se perante uma fundação superficial, $\alpha_{PR} = 1$ um grupo de estacas e $\alpha_{PR} \in]0; 1[$ um sistema CPRF. Na figura seguinte pode observar-se a relação qualitativa entre o coeficiente α_{PR} e a redução do assentamento de um sistema CPRF relativamente a uma fundação superficial, através da introdução de estacas. Para as mesmas condições de solo e área de ensoleiramento, o coeficiente α_{PR} é função do número e comprimento das estacas.

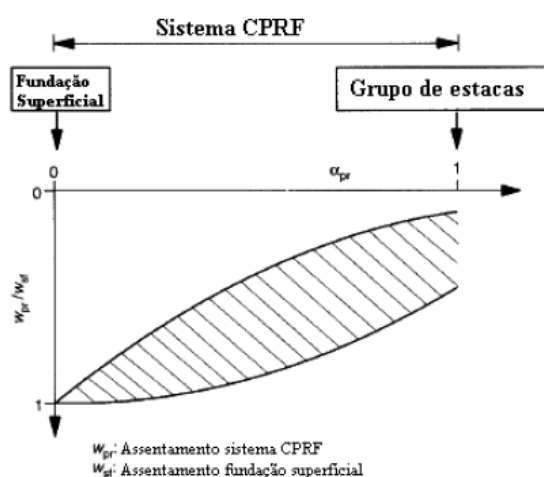


Figura 2.1 – Comportamento de um sistema CPRF quando comparado a fundações convencionais (Katzenbach et al, 2000)

Mandolini et al (2005) propuseram um fator que permite verificar o aumento da capacidade do ensoleiramento estaqueado, quando comparado a grupos de estacas, devido ao contacto ensoleiramento-solo, sendo expresso por:

$$\zeta_{PR} = \frac{Q_{PR}}{Q_P} \quad (2)$$

Q_{PR} é a carga aplicada ao ensoleiramento estaqueado e Q_P é a carga nas estacas. A Figura 2.2 mostra a relação entre o aumento da capacidade de carga e o quociente de espaçamento: ζ_{PR} aumenta com o crescimento do quociente de espaçamento e com a redução do número de estacas.

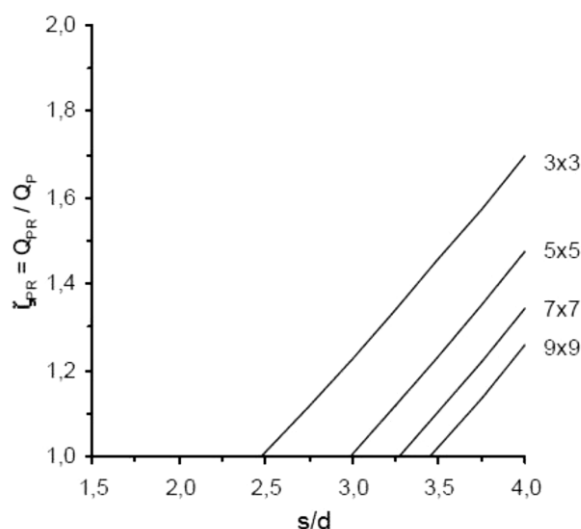


Figura 2.2 - Relação entre o aumento da capacidade de carga e quociente de espaçamento (Mandolini et al, 2005)

A relação entre o espaçamento e o diâmetro das estacas pode transmitir o quociente de espaçamento crítico (s_{crit}/d) que se define pelo valor a partir do qual o contacto direto entre o ensoleiramento e o solo começa a traduzir-se em ganho de capacidade de carga do sistema CPRF. Este ganho de capacidade de carga está relacionado com a parcela de carga transmitida ao solo diretamente pelo ensoleiramento ou pelo facto de este impor uma rutura em bloco do sistema. É de salientar que este quociente estabelece o limite teórico do modo de rutura de um grupo de estacas: valores de (s/d) menores que o crítico correspondem à rutura em bloco das estacas; valores maiores que o crítico traduzem uma rutura individual de cada estaca. (Mandolini, 2003)

No que respeita à capacidade de carga de um sistema CPRF esta é também um problema com alguma complexidade. Surge assim como hipótese adotar como capacidade de carga o menor dos seguintes valores (Poulos, 2000):

1. A capacidade de carga do bloco contendo as estacas mais a parcela de resistência do ensoleiramento excedente ao perímetro do grupo.
2. A soma da resistência do ensoleiramento com a resistência do grupo de estacas, segundo a seguinte fórmula:

$$Q_{PR} = \alpha_R * Q_R + \alpha_{PG} * Q_{PG} \quad (3)$$

Onde α_R e α_{PG} representam a eficiência da laje de ensoleiramento e do grupo de estacas, respetivamente, quando combinados num sistema CPRF.

2.2 Mecanismos de Interação

Como referido no capítulo anterior os mecanismos de interação (Figura 2.3) que se desenvolvem entre os vários componentes deste tipo de fundação são fatores com bastante relevância na resposta do mesmo, quer em termos de assentamento quer em termos de capacidade de carga. Assim sendo a presente secção destina-se a perceber esses mesmos mecanismos de interação e o quanto eles afetam o seu dimensionamento pois, se tal não acontecesse, tratar-se-ia apenas da soma dos dois elementos isolados.

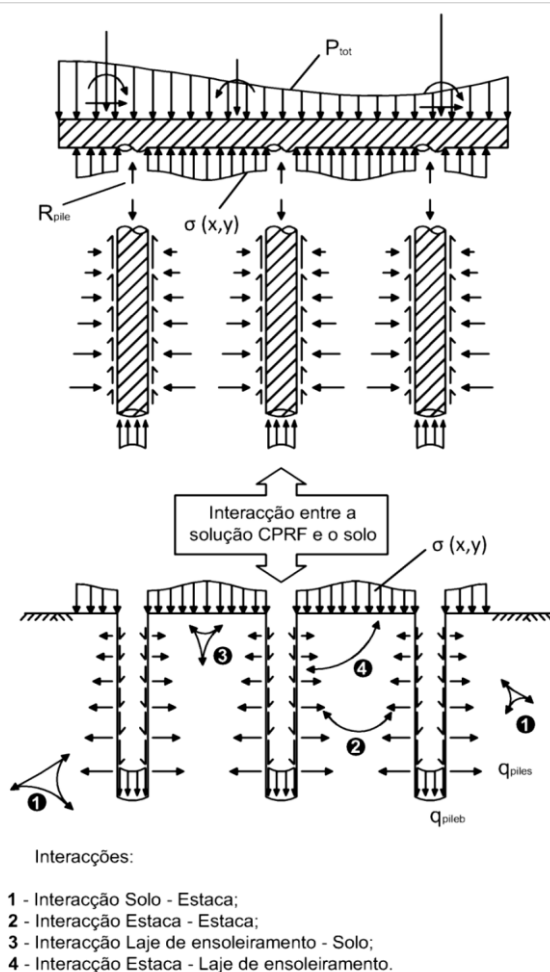


Figura 2.3 – Interações num sistema CPRF (ISSMGE, 2012 - modificado)

De acordo com Sales (2000) os pioneiros a estudar as interações neste tipo de fundação foram Hain e Lee (1978) que desde logo tiraram as seguintes conclusões:

- A integração de estacas no sistema, por poucas que sejam, reduz significativamente os assentamentos deste;

- Quanto mais compressível for o grupo de estacas, menor será a carga absorvida pelo mesmo;
- Quanto mais compressível for o ensoleiramento, maior será a carga transmitida às estacas;
- Quanto mais rígido for o ensoleiramento maior será o momento gerado neste e mais desigual é a distribuição de cargas absorvidas pelas estacas;

Todas as interações ilustradas na Figura 2.3 podem então ser representadas pelo respetivo fator de interação. Tendo por base o trabalho de Chow (2007), citado por Souza (2010), ir-se-á, de seguida, explicitar o cálculo dos fatores de interação considerados relevantes por este autor, embora não sejam exatamente os mesmos dos anteriormente referidos.

A interação solo-estaca é aquela que ocorre entre uma superfície de solo submetida a uma carga uniformemente distribuída e uma estaca não carregada que dista desta superfície uma distância “s”. O fator considera em primeiro lugar o solo e divide a sua deformação em duas componentes, uma devido ao atrito lateral no fuste da estaca e outra devido à carga aplicada no solo, sendo assim definido pela seguinte equação:

$$\alpha_{sp} = \frac{\text{assentamento adicional de uma estaca sem carga}}{\text{assentamento da área de solo carregada}} \quad (4)$$

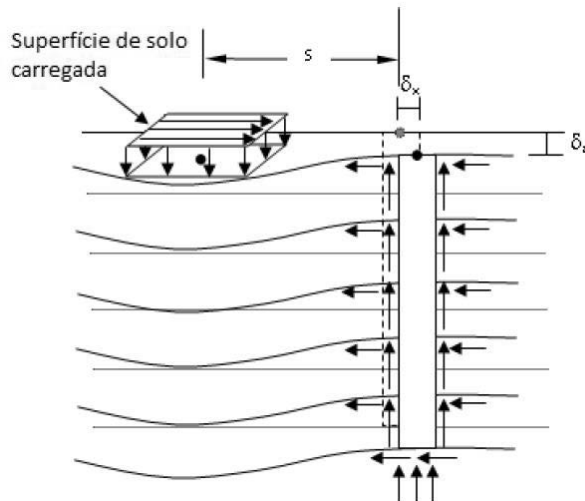


Figura 2.4 - Interação solo-estaca (Souza, 2010)

A interação estaca-estaca é definida como o assentamento de uma estaca não carregada devido a uma estaca adjacente carregada (Poulos, 1968):

$$\alpha_{pp} = \frac{\text{assentamento adicional de uma estaca sem carga}}{\text{assentamento de uma estaca carregada}} \quad (5)$$

Este coeficiente tem em conta duas estacas instaladas a uma distância “s”, podendo as mesmas ter diâmetros e comprimentos diferentes. O método de cálculo é explicitado no trabalho de Chow (2007) e aqui representado na Figura 2.5:

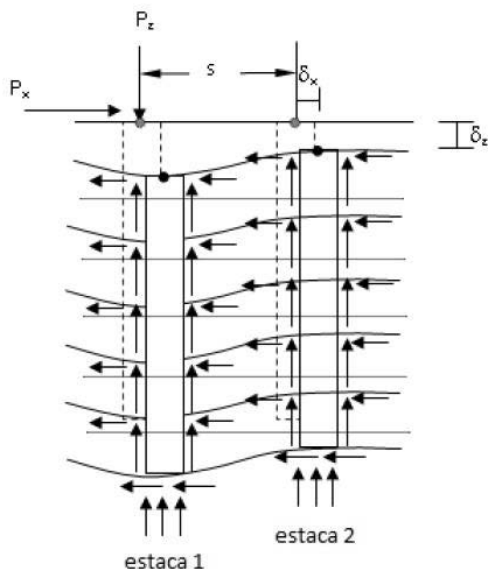


Figura 2.5 - Interação estaca-estaca (Souza, 2010)

Quanto à interação ensoleiramento-estaca, esta corresponde à influência de uma estaca carregada numa área de solo descarregada a uma distância “s” da mesma, como ilustra a Figura 2.6.

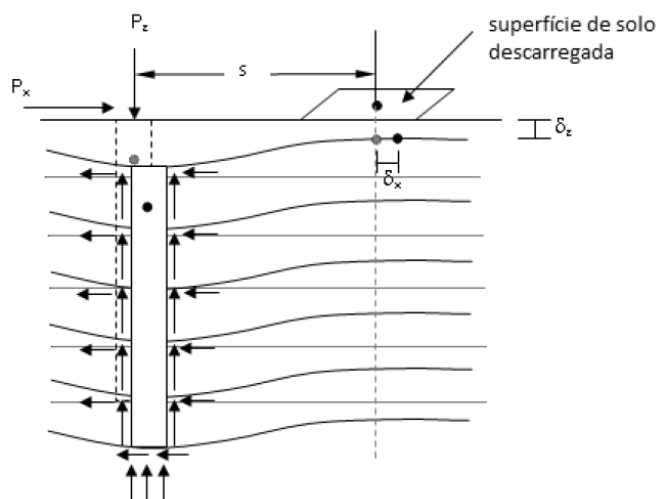


Figura 2.6 - Interação ensoleiramento-estaca (Souza, 2010)

O fator de interação ensoleiramento-estaca, α_{ps} , é expresso pela seguinte equação:

$$\alpha_{ps} = \frac{\text{assentamento adicional na área de solo descarregada}}{\text{assentamento da estaca carregada}} \quad (6)$$

Por último, o fator de interação solo-solo dá-se entre uma área de solo carregado e outra área de solo não sujeita a qualquer carga, sendo expresso pela seguinte equação:

$$\alpha_{ss} = \frac{\text{assentamento adicional de uma área de solo descarregada}}{\text{assentamento de uma área de solo carregada}} \quad (7)$$

Esta interação, ilustrada na Figura 2.7, pode, segundo a autora, ser calculada através do método das camadas finitas.

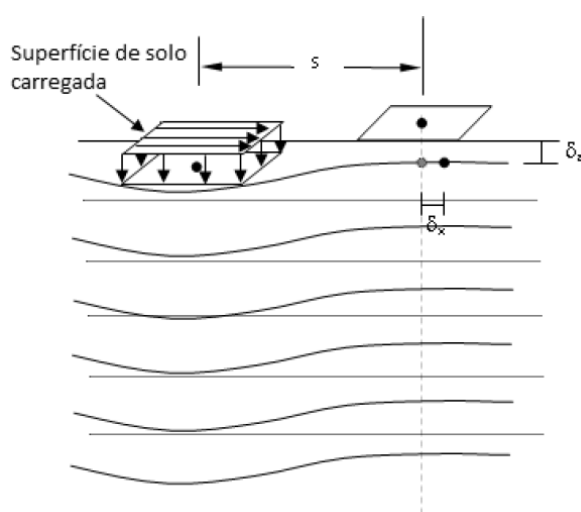


Figura 2.7 - Interação solo-solo (Souza, 2010)

A necessidade de compreender os coeficientes representativos dos mecanismos de interação reside no facto de ser impreterível integrar os mesmos nas análises de projeto deste tipo de fundação (Soares, 2011). O cálculo tem de ser distinto dos grupos convencionais de estacas tendo necessariamente de ser abordado como um todo, integrando estas particularidades do sistema CPRF, de forma a se obter uma diminuição dos esforços nas estacas e uma consequente economia no projeto, ou seja, uma otimização do projeto em geral (Cunha et al, 2006). Cordeiro (2007) fala então numa nova abordagem onde o sistema é avaliado como um todo tratando assim simultaneamente estes mecanismos de interação entre todos os elementos da fundação: ensoleiramento, estacas e solo.

Da Figura 2.8, importa perceber a alteração na mobilização de carga de uma estaca isolada quando comparada a uma estaca associada a um ensoleiramento. Para tal, foram tomados em

conta os estudos de mobilização de carga, em estacas flutuantes, de Burland (1995) que concluem que uma estaca, quando associada a um maciço perde rigidez.

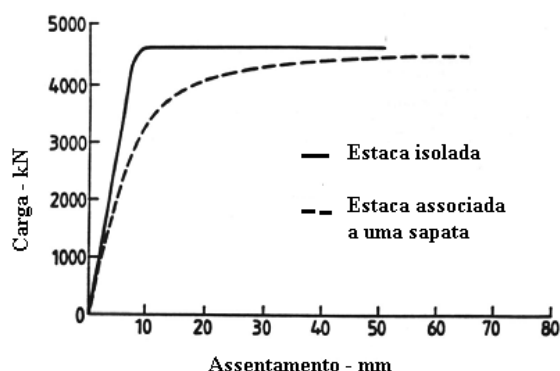


Figura 2.8 - Mobilização do atrito lateral vs assentamento de uma estaca flutuante, na situação isolada e associada a uma sapata (Burland, 1995 - modificado)

Adicionalmente, Bezerra (2003) explica ainda que a presença do ensoleiramento aumenta a capacidade de carga do sistema mas, em contrapartida, a estaca tem uma menor resistência pela diminuição de atrito entre o solo superficial e o fuste da estaca, que se deslocam quase por igual na parte superior deste.

Há ainda a salientar que, na presença de solos não coesivos, o ensoleiramento ao carregar o solo aumenta a tensão horizontal na parte superior do fuste da estaca mas, ao mesmo topo, leva o sistema a deformar-se todo como um só, diminuindo o deslocamento relativo estaca-solo na região adjacente à sapata, constatando aqui um contraste no que respeita à mobilização do atrito lateral no fuste da estaca (Phung, 2010).

2.3 Métodos de Análise

Ao analisar um ensoleiramento estaqueado tem de ser ter em mente dois aspetos fundamentais: a rigidez do conjunto, ou seja, a relação entre a carga aplicada e os assentamentos registados; e a distribuição de carga, por outras palavras, a percentagem de carga que é transmitida ao solo diretamente pelo ensoleiramento e a que passa para este através das estacas (Décourt, 1994). Por sua vez Poulos (2001) salienta ainda a relevância de estudar itens como a capacidade de carga para esforços atuantes, os assentamentos (quer totais quer diferenciais) e os esforços para dimensionamento estrutural do sistema.

Poulos (1989) resumiu os procedimentos de projeto e análise em categorias consoante o rigor e nível de sofisticação requeridos, constantes no Quadro 2.1:

Quadro 2.1 - Categorias de análise (Poulos, 1989)

Categoria	Subdivisão	Características	Estimativa dos parâmetros
1	-	Empírica, não baseada nos princípios da Mecânica dos Solos	Simples ensaios <i>in situ</i> ou de laboratório com correlações
2	2A	Baseado em gráficos e teorias. Usa princípios da Mecânica dos Solos e possibilita cálculos manuais. Modelo de solo linear-elástico ou rígido-plástico.	Ensaio <i>in situ</i> de rotina. Permite correlações.
	2B	Semelhante à 2A, mas utiliza a teoria não linear ou elasto-plástica.	
3	3A	Baseado na teoria usando análises específicas locais. Usa princípios da Mecânica dos Solos. Teoria é elástica linear ou rígida plástica	Ensaio específico de campo e/ou laboratório seguindo trajetórias de tensões apropriadas.
	3B	Semelhante à 3A, mas a não linearidade é considerada de maneira simplificada	
	3C	Semelhante à 3A, mas a não linearidade é considerada segundo modelos constitutivos apropriados ao comportamento do solo	

As análises de categoria 1 englobam a maior parte dos projetos de fundações desenvolvidas em todo o mundo. As de categoria 2 apresentam uma base teórica, utilizando uma maior quantidade de parâmetros. Fazem uso de ábacos e apresentam aproximações significativas, principalmente no que diz respeito ao comportamento do solo. Por sua vez, a categoria de análise 3 envolve o uso de ferramentas numéricas ou analíticas avançadas, tais como elementos finitos ou elementos de fronteira. Os procedimentos da última categoria são frequentemente utilizados em análises paramétricas para desenvolver ábacos/gráficos de dimensionamento utilizados nas análises de categoria 2.

Poulos (2001) propõe uma divisão dos métodos de análise em dois grandes sectores:

- Métodos Simplificados
- Métodos Numéricos

2.3.1 Métodos Simplificados

São métodos indicados para uma fase preliminar do projeto de um sistema CPRF, pois fornecem uma rápida caracterização do sistema quanto aos aspetos mais importantes: número de estacas, seus diâmetros e comprimento. No entanto, é importante salientar as diversas simplificações consideradas, quer na modelação do solo quer nas condições de carregamento (Bezerra, 2003). Apesar disto, estes métodos simplificados são bastante utilizados sendo que, para que sejam ultrapassadas as suas limitações, por vezes se faça uso de aproximações e até mesmo de sobreposição de efeitos.

Pode-se então subdividir estes métodos simplificados da seguinte forma:

- Correlações empíricas
- Fundações equivalentes
- Métodos baseados na teoria da elasticidade

2.3.1.1 Correlações empíricas

De um trabalho contínuo ao longo do tempo e onde participaram diversos autores, tais como, Kishida e Meyerhof (1965), Akinmusuru (1973), Liu et al. (1985) e Phung (1993) surgiu uma expressão para estimar a capacidade de carga de um sistema CPRF:

$$Q_{PR} = n(\eta_{1s}\eta_{4s}Q_s + \eta_{1b}\eta_{4b}Q_b) + \eta_6Q_R \quad (8)$$

onde:

n = número de estacas;

η_{1s} = fator de influência no atrito lateral das estacas devido às interações estaca-solo-estaca;

η_{4s} = fator de influência no atrito lateral das estacas devido às interações ensoleiramento-solo-estaca;

Q_s = capacidade de carga, por atrito lateral, de uma estaca isolada;

η_{1b} = fator de influência na resistência de ponta devido às interações estaca-solo-estaca;

η_{4b} = fator de influência na resistência de ponta devido às interações ensoleiramento-solo-estaca;

Q_b = capacidade de carga, por resistência de ponta, de uma estaca isolada

η_6 = fator de influência na capacidade de carga do ensoleiramento devido às interações ensoleiramento-solo-estaca;

Q_R = capacidade de carga do ensoleiramento

De salientar que os autores em causa desenvolveram também diversos ábacos que permitem a estimativa destes fatores de influência. No entanto, é bom não esquecer que estes foram concebidos para um determinado tipo de solo sendo então necessária alguma precaução na sua generalização (Sales, 2000).

O mesmo autor refere também que, quanto à estimativa de assentamentos, esta pode ter por base os métodos já existentes para grupos de estacas, visto que os assentamentos numa fase inicial dos sistemas CPRF são controlados pelo seu grupo de estacas.

2.3.1.2 Fundações equivalentes

Estes métodos fazem uso de uma fundação fictícia que é colocada estrategicamente, consoante ao casos, a fim de, através desta fundação equivalente, vir a calcular os assentamentos fazendo uso de teorias e correlações já existentes.

Randolph (1994) estima o cálculo dos assentamentos médios da seguinte forma:

$$w_{med} = w_r + \Delta w \quad (9)$$

em que, w_r é o assentamento da sapata equivalente e Δw o assentamento elástico das estacas no trecho acima da sapata equivalente.

A sapata equivalente é assente a uma profundidade, na camada de solo resistente, igual a $2/3$ do comprimento da estaca (Figura 2.9a) trabalhando estas, predominantemente, por mobilização de atrito lateral. Em alternativa, a sapata é aplicada ao nível da base das estacas, se assentes num estrato competente, trabalhando assim, essencialmente, por resistência de ponta (Figura 2.9b).

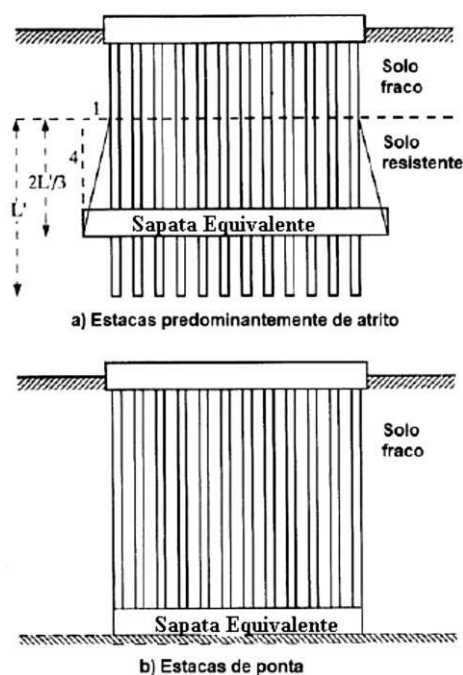


Figura 2.9 - Método Equivalent Raft (Randolph, 1994)

Analogamente existe ainda um outro método designado *Equivalent Pier* ou estaca equivalente, proposto por Poulos e Davis (1980) e modificado por Poulos (1993) que ao invés do anterior considera, como o próprio nome indica, uma estaca equivalente de um material homogeneizado, entrando assim com a contribuição do solo e das estacas. O diâmetro desta estaca equivalente

é determinado pela seguinte expressão, onde A_g é a área de uma figura plana circunscrita ao grupo de estacas do sistema:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4A_g}{\pi}} \quad (10)$$

E o módulo de Young equivalente vem dado por:

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \left(\frac{A_p}{A_g} \right) \quad (11)$$

Onde A_p é a soma das áreas transversais das estacas do grupo e E_s e E_p são os módulos de elasticidade do solo e das estacas, respetivamente. A resposta carga-assentamento pode ser obtida através de soluções para a resposta de uma estaca isolada com um maciço em contacto com o solo, podendo ser obtidas pelas equações de Randolph e Wroth (1978) ou através de gráficos apresentados por Poulos e Davis (1980).

2.3.1.3 Métodos baseados na teoria da elasticidade

O método de Poulos – Davis – Randolph (PDR) permite, através da conjugação dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph (1994), avaliar o comportamento da curva carga-assentamento de um ensoleiramento reforçado com estacas.

Primeiramente, Poulos & Davis (1980) propuseram um método simples de análise de fundações CPRF onde o comportamento carga – assentamento do ensoleiramento sobre estacas é descrito através de um modelo trilinear, ilustrado na Figura 2.10.

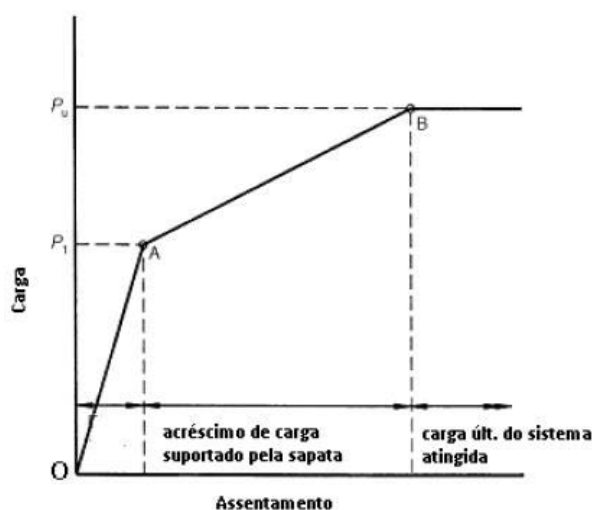


Figura 2.10 - Modelo trilinear (Poulos e Davis, 1980)

Este modelo assume apenas a soma dos dois elementos (grupo de estacas e maciço de encabeçamento) não tomando em conta as interações existentes entre os elementos. Até se atingir a carga P_1 e, conseqüentemente, a capacidade resistente das estacas, o assentamento é calculado pela rigidez do grupo de estacas. Após isto, assume-se que toda a carga remanescente é absorvida pelo maciço de encabeçamento e os assentamentos calculados considerando este sistema isoladamente.

Seguidamente Randolph (1994) propôs considerar no cálculo, através de um coeficiente, a interação entre os dois sistemas, passando assim a dimensioná-lo como um sistema único:

$$K_{PR} = \frac{K_{PG} + (1 - 2\alpha_{rp}) * K_R}{1 - \alpha_{rp}^2 * \left(\frac{K_R}{K_{PG}}\right)} \quad (12)$$

Onde K_{PR} é a rigidez do sistema, K_{PG} é a rigidez do grupo de estacas, K_R é a rigidez do maciço isolado e α_{rp} é o fator de interação ensoleiramento-estaca.

Quando as estacas são utilizadas como elementos redutores de assentamentos, trabalhando por isso no limite da sua capacidade geotécnica (Bezerra, 2003) recorre-se ao método de Burland ilustrado na Figura 2.11 (Burland, 1995). O mesmo segue o seguinte processo de cálculo:

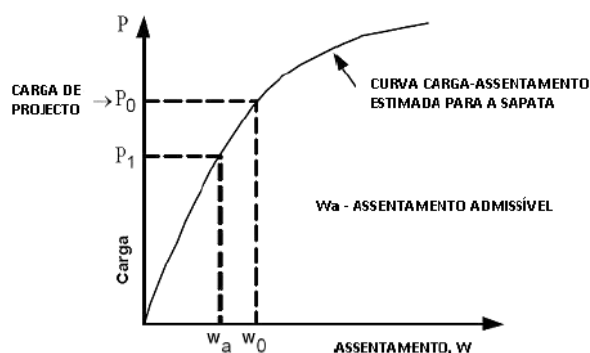


Figura 2.11 - Ilustração do método de Burland (Soares, 2011 - modificado)

1. Estima-se a curva carga – assentamento da sapata isolada
2. É definido um assentamento admissível (w_a) para a sapata e calcula-se a carga correspondente (P_1);
3. O excesso de carga ($P_0 - P_1$) é suportado pelas estacas. Contudo, Burland (1995) sugere a aplicação de um fator de mobilização com o valor 0,9 para uma consideração conservativa da mobilização do atrito lateral;

4. O assentamento pode ser determinado, seguindo a abordagem de Randolph (1994). Considera-se o assentamento de uma sapata isolada, multiplicado por um quociente das rigidezes K_R e K_{PR} .

2.3.2 Métodos Numéricos

Na presente secção procura-se fazer um breve resumo dos trabalhos já realizados neste âmbito citados por Pontes (2013). Poulos (2001) classifica-os da seguinte forma:

- a) Através do *software* GARP (Geotechnical Analysis of Raft with Piles) Poulos (1994), introduziu a abordagem “placas sobre molas”. Nesta abordagem, de onde se destacam diversos trabalhos, entre os quais Clancy e Randolph (1993), Poulos (1994), Viggiani (1998), Anagnostopoulos & Georgiadis (1998), o ensoleiramento é modelado como um elemento placa, as estacas através de molas e o solo como elástico;
- b) O método dos elementos de fronteira discretiza a fronteira do problema e soluciona um conjunto de equações integrais. A solução numérica é obtida no contorno do problema, utilizando a teoria da elasticidade e são determinados os valores nos pontos interiores do domínio em análise. Dos trabalhos que usaram este método destacam-se Butterfield e Banerjee (1971), Brown & Wiesner (1975), Kuwabara (1989) e Sinha (1997).
- c) Tendo como principais destaques os trabalhos de Clancy e Randolph (1993) e Hain e Lee (1978) têm-se os métodos híbridos que combinam análises de elementos finitos para a sapata e elementos de contorno para as estacas.
- d) Métodos utilizando a abordagem de “vigas sobre molas”, onde o maciço é representado por uma série de vigas (“strip footings”) e as estacas por molas com rigidez apropriada. É sugerido o *software* GASP (Geotechnical Analysis of Strip with Piles) para empregar este método. Este programa permite considerar a não linearidade do solo através da limitação de tensões de contacto na interface solo-ensoleiramento (Poulos, 1991), contudo não permite conjugar o efeito dos mecanismos de interação acima descritos. Não permite igualmente a consideração dos momentos torsores no maciço e apresenta incoerências de deslocamentos, quando se analisam direções diferentes.
- e) Análises simplificadas, envolvendo a representação do sistema de fundação como um problema axissimétrico (Hooper, 1974) ou de deformação plana (Desai, 1974).
- f) Análise por elementos finitos tridimensionais – faz-se uma análise completa do sistema de fundação. Dos trabalhos destacam-se Zhuang et al (1991), Lee (1993), Katzenbach et al (1998).

2.4 Projeto

Como se torna corrente em qualquer ramo da Engenharia Civil, o objetivo da implementação de qualquer projeto passa pela sua economia e otimização de recursos. Assim sendo, o projeto ter levar em conta as particularidades do grupo, contemplando os diversos mecanismos de transferência de carga e a interação entre os seus elementos (Figura 2.3), encarando o problema como predominantemente tridimensional, de forma a se obter uma diminuição dos esforços nas estacas (Cunha et al, 2006).

2.4.1 Abordagem de projeto

Randolph (1994) chama a atenção para o facto de que, na maioria dos casos, a principal razão do uso deste tipo de sistema de ensoleiramento estaqueado ser a redução de assentamentos. No entanto, quando é tomada essa opção, o dimensionamento das estacas é feito considerando sempre a carga total da estrutura a suportar. O dimensionamento é calculado tendo em conta a capacidade última das estacas. Uma vez que a interação estaca-solo é normalmente uma componente significativa do dimensionamento total da capacidade de carga, à partida conduzirá a assentamentos reduzidos.

Randolph (1994) define também três abordagens possíveis relativamente ao sistema de ensoleiramento estaqueado:

- a) A abordagem convencional: as estacas são dimensionadas em grupo para suportar a maior parte da carga, havendo alguma contribuição do ensoleiramento. A capacidade de carga das estacas é superior à carga de serviço.
- b) *Creep-Piling* (estacas em cedência): as estacas são projetadas para suportar cargas no qual as deformações significativas começam a ocorrer na interface estaca-solo, normalmente a 70-80% da capacidade de carga máxima. São incluídas estacas para reduzir a pressão de contacto entre o solo e a sapata.
- c) Controlo de assentamentos diferenciais: as estacas são colocadas estrategicamente (zona central) com o principal objetivo da redução dos assentamentos diferenciais.

Poulos (2000) concluiu que há uma maior deformação das estacas usando este sistema de ensoleiramento estaqueado, onde é utilizada a capacidade máxima destas, em que quase todas as estacas são utilizadas a 100%. Isto leva ao conceito do uso das estacas nestes sistemas como redutoras de assentamento que também contribuirão para o aumento da capacidade total de todo o sistema.

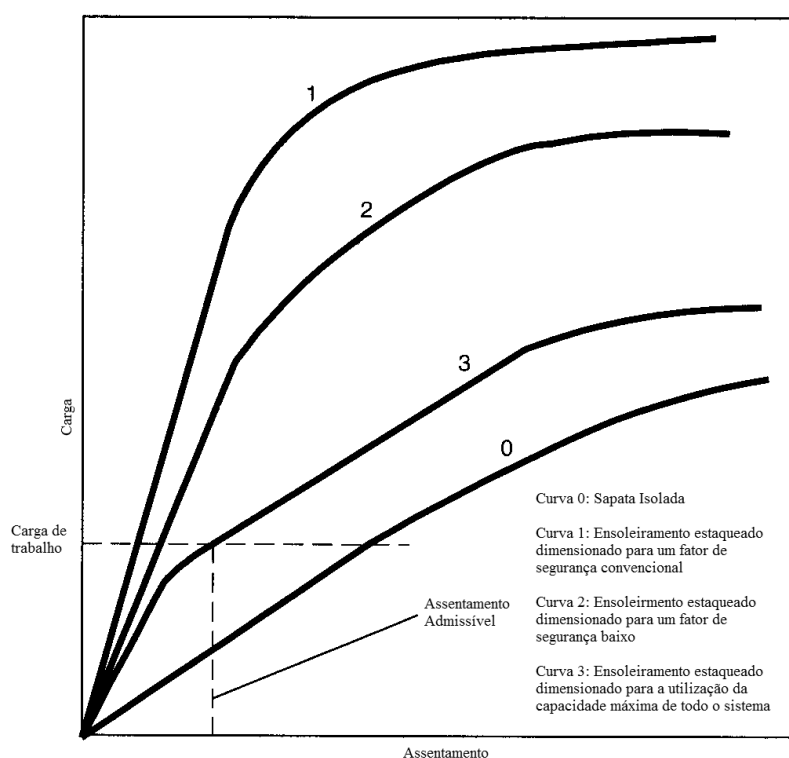


Figura 2.12 - Carga-assentamento para diferentes abordagens (Poulos 2000 - modificado)

A Figura 2.12 ilustra o comportamento de uma curva carga-assentamento de acordo com várias abordagens. A curva 0 representa o comportamento de um ensoleiramento isolado com assentamentos excessivos para a carga de trabalho. A curva 1 representa a abordagem convencional onde grande parte da carga é suportada pelas estacas trabalhando estas com fatores de segurança convencionais. Assim sendo o comportamento do sistema CPRF é fortemente condicionado pelas mesmas, verificando-se por isso um comportamento linear até à carga de trabalho. A curva 2 representa o caso *creep-piling*, onde as estacas atuam com um fator de segurança mais baixo, mas como há redução do número de estacas em relação à curva 1, o ensoleiramento suporta mais carga. Por último, a curva 3 representa o comportamento deste sistema quando a prioridade é a redução de assentamentos. Neste caso é utilizada a capacidade máxima das estacas. Aqui, o sistema é otimizado, já que entra na fase de plastificação mais rapidamente do que quando comparado à curva 1 e 2, mas o critério de assentamento é cumprido.

Um sistema de ensoleiramento estaqueado verifica-se mais eficaz quando o ensoleiramento tem capacidade para suportar a carga transmitida pela estrutura, mas os assentamentos totais e diferenciais excedem o limite admissível (no caso do ensoleiramento isolado).

2.4.2 Processo de dimensionamento

Poulos (2000) propõe a divisão deste processo em duas fases principais:

a) Fase Preliminar

O grande objetivo desta fase é tentar apurar qual o melhor sistema de fundação a aplicar no caso em estudo. Na hipótese de esta ser o caso de um ensoleiramento reforçado com estacas o principal objetivo nesta fase é determinar a eficácia do mesmo e o número de estacas necessárias para a satisfação dos requisitos em causa. É feita uma comparação com uma fundação superficial, estimando a capacidade de carga e os assentamentos, quer totais quer diferenciais, pelas metodologias já conhecidas. Se a carga é apenas suportada em parte pelo ensoleiramento, terá que ser feita uma abordagem convencional (curva 1, Figura 2.12). Caso o ensoleiramento suporte a carga transmitida mas não garanta que os assentamentos estarão dentro dos limites admissíveis, então a abordagem será do tipo *creep-piling* (curva 2, Figura 2.12) ou do tipo de controlo de assentamentos diferenciais (curva 3, Figura 2.12).

Mandolini (2003) apresenta um gráfico para a definição da abordagem de projeto. A escolha é realizada em função do assentamento considerado admissível, e do fator de segurança, como é ilustrado na Figura 2.13.

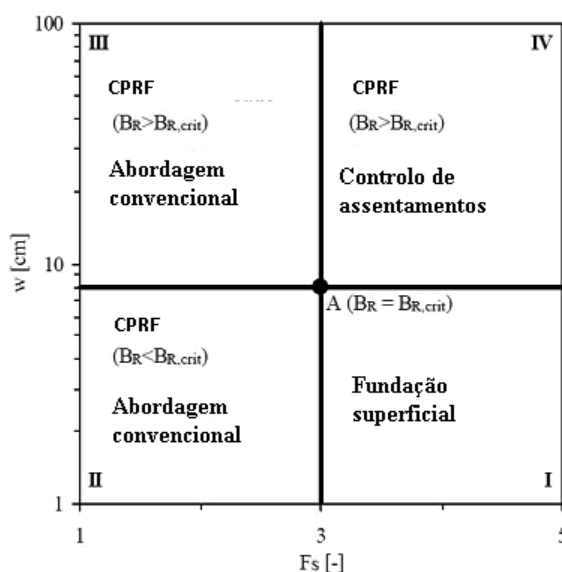


Figura 2.13 - Escolha da abordagem de projeto (Mandolini, 2003 - modificado)

Este autor especifica uma largura crítica da sapata ($B_{R,crit}$), correspondente ao assentamento admissível de 8 cm. Na zona I, a sapata satisfaz todos os critérios. Na zona II, a estaca não satisfaz aos critérios da capacidade de carga (abordagem convencional). A zona III corresponde a uma zona de transição, onde a sapata apresenta deficiências na capacidade de carga e assentamentos (abordagem convencional). Na zona IV, o critério da capacidade de carga é

satisfeito, sendo necessário apenas reduzir assentamentos. A abordagem, neste caso, será a de uma perspectiva de estacas como elementos redutores de assentamentos. Os valores de $B_{R,crit}$ podem ser definidos de acordo com as normas locais.

b) Fase de projeto detalhado

Após a fase preliminar, e depois de conhecido os resultados dessa fase, passa-se para a fase seguinte – o projeto de pormenor. Aqui é necessário realizar uma análise mais detalhada dos assentamentos e decidir qual a melhor localização e disposição das estacas. É também necessário uma informação mais detalhada dos esforços aplicados no ensoleiramento e nas estacas para o projeto estrutural da fundação.

Poulos (2000) descreve o sistema de ensoleiramento estaqueado combinando as abordagens de outros dois autores (Randolph (1994) e Poulos e Davis (1980)). O método abordado combina a estimativa de carga distribuída entre o ensoleiramento e as estacas, admitindo a relação carga-assentamento tanto das estacas por si só, como do ensoleiramento do tipo hiperbólico e uma análise tri-linear para o ensoleiramento estaqueado (Figura 2.14).

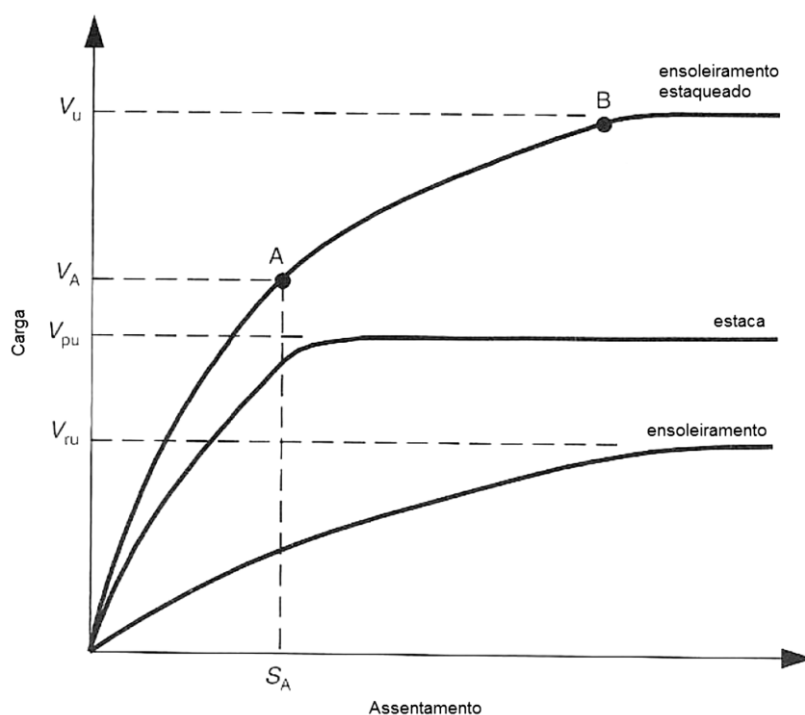


Figura 2.14 - Gráfico da curva carga-assentamento (Poulos, 2000 - modificado)

No gráfico da Figura 2.14 é possível observar o comportamento dos três elementos estudados (ensoleiramento, estaca, ensoleiramento estaqueado). Como foi referido anteriormente, a curva correspondente ao ensoleiramento e à estaca foi conseguida através de uma modelação hiperbólica. A curva correspondente ao ensoleiramento estaqueado percebe-se que é uma curva

trilinear, sendo notável a contribuição das estacas numa primeira fase, e do ensoleiramento na fase seguinte (AB).

Aqui se consegue compreender qual a funcionalidade do ensoleiramento estaqueado, uma vez que atingida a carga última da estaca, passa a existir o contributo da capacidade resistente do ensoleiramento (AB) atuando nesta fase os dois em conjunto, fazendo aumentar a capacidade resistente do sistema.

2.5 Casos de aplicação

Dado o exponencial crescimento populacional, principalmente nos grandes meios urbanos, torna-se cada vez mais necessário construir em altura e, conseqüentemente, muitas têm sido as aplicações de sistemas CPRF. Exemplo disso é a Alemanha que, entre as décadas de 80 e 90, foi palco de grandes construções, tais como o Edifício Mass-Torhaus (1984), o Edifício Westend (1993) e Treptowers (1998).

De entre os edifícios enumerados, destaca-se o *Messturm* (1990), ilustrado na Figura 2.15, por ser um dos mais altos da Europa com 256 metros de altura. Dadas as suas características e as previsões de assentamentos na ordem dos 50cm, foi necessário recorrer a uma solução de ensoleiramento reforçado com estacas, sem que o número de estas fosse demasiado elevado e por isso demasiado dispendioso (Sommer et al., 1991).

Assim, foi concebida uma solução recorrendo a apenas 64 estacas sob um maciço de espessura variável (entre 3 e 6 metros) com 30m de comprimento médio que suportavam aproximadamente 60% da carga total, sendo a restante carga transferida ao solo através da laje de ensoleiramento – remetendo para um ganho que se prende com a distribuição de cargas. Os resultados apresentados por Reul (2000), citado por Katzenbach et al (2004), mostram-se muito positivos, uma vez que o assentamento máximo observado, até ao ano de 2000, não ultrapassou os 13cm.

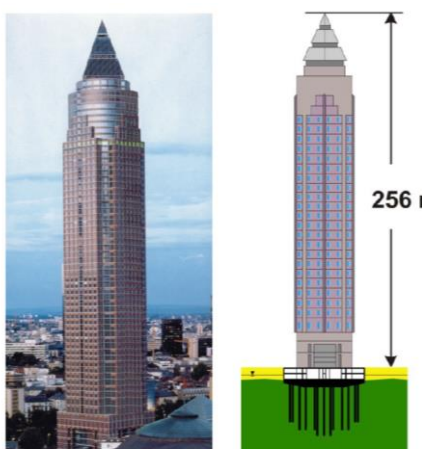


Figura 2.15 - Edifício Messeturm (Katzenbach et al, 2004)

Fora do espaço europeu, existem um conjunto de exemplos igualmente interessantes por todo o mundo. Destaca-se a Mirax Plaza Tower, Kiev (Figura 2.16), composta por duas torres com 192m de altura (Katzenbach et al, 2013). Trata-se do primeiro projeto a ser construído, na Ucrânia, recorrendo à CPRF, que permitiu reduzir de 120 estacas com 40 metros de comprimento, para 64 estacas com 33 metros de comprimentos. As prospeções geotécnicas foram levadas a cabo a 70 metros de profundidade, por forma a conhecer com exatidão as propriedades do solo, representadas na Figura 2.17.

Em termos de orçamento, logrou-se um exemplar processo de otimização, uma vez que os custos foram reduzidos em 3.3 milhões de dólares.



Figura 2.16 - Mirax Plaza, Kiev

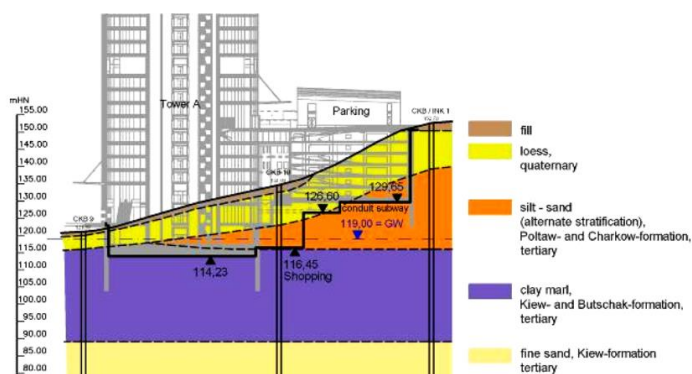


Figura 2.17 - Condições do Solo (Katzenbach et al, 2013)

3 MODELAÇÃO NUMÉRICA

O presente capítulo incide no grande objetivo desta dissertação, a análise através de um programa de elementos finitos tridimensional de fundações CPRF. O programa em causa é o mais recente *software* da conceituada empresa canadiana *RocScience*: RS3.

Nas duas primeiras secções deste capítulo são feitos alguns testes de modo a, dada a já referida inexperiência do programa, perceber qual a melhor forma de modelar quer as estacas quer a laje de ensoleiramento. Por este facto as explicações referentes a essas modelações são feitas posteriormente. Nas restantes secções são realizadas análises paramétricas em diversos modelos CPRF com o intuito de explorar de que modo as alterações introduzidas em cada uma das análises pode influenciar o comportamento do sistema global.

Apesar das referidas análises paramétricas realizadas na presente dissertação e por, como foi possível perceber no capítulo anterior, existirem vários fatores a influenciar o comportamento deste tipo de fundações optou-se por fixar as propriedades geométricas das estacas. Assim sendo, todo o trabalho se refere a estacas de 30m de comprimento, com diâmetro de 1m.

O ensoleiramento sofre diversas alterações, tanto em termos de opção quanto à sua modelação como em termos da sua geometria, nos diversos modelos analisados. No entanto as suas características, no que respeita aos seus parâmetros enquanto material, são sempre as de um betão C30/37 e as suas características geométricas, dentro de cada uma dessas parametrizações, são sempre constantes para assim se poder ter a mesma base de comparação.

É também importante referir que não foram considerados elementos de junta em qualquer fase dos trabalhos uma vez que se assumiu uma rugosidade do betão bastante acentuada desprezando assim um possível deslizamento entre materiais e assumindo o valor de δ igual ao ângulo de atrito do solo.

Adicionalmente considerou-se também que a instalação das estacas moldadas é feita de forma a garantir que não ocorra qualquer alteração no estado de tensão em repouso do solo adjacente.

Quanto à malha de elementos finitos recorre-se sempre ao uso de uma malha graduada composta por elementos tetraédricos de 10 pontos nodais, com 4 pontos de Gauss (Figura 3.1).

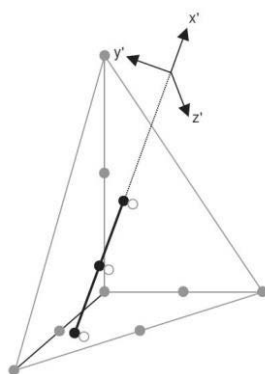


Figura 3.1 - Elemento tetraédrico de 10 ponto nodais com elemento de viga (Rocscience, 2013)

O número de elementos da mesma está relacionada com o número de arestas em que é dividida a fronteira externa de trabalho. Este parâmetro sofre alterações de subcapítulo para subcapítulo mas é mantido sempre constante dentro do mesmo para que possam ser efetuadas as comparações para malhas iguais. De referir ainda que, em qualquer um dos modelos, são cumpridos os requisitos mínimos para a malha tridimensional que o *software* impõe por defeito no *input* “*Mesh Quality*”.

No que respeita aos critérios de modelação adotados para os materiais em estudo (Figura 3.2) – o solo, por exemplo - há que salientar, desde logo, que dado haver interesse em considerar o efeito da gravidade, foram considerados o estado de tensão inicial do mesmo e o peso próprio dos seus componentes. No que concerne ao comportamento tensão-deformação do solo antes de ser atingida a sua fase de plastificação, adotou-se um comportamento isotrópico, isto é, não se considera a variação de acordo com a direção, para os parâmetros elásticos (módulo de elasticidade e coeficiente de *Poisson*). Relativamente aos parâmetros de rotura tomou-se um comportamento segundo a envolvente de *Mohr Coulomb*, sendo esta definida, como é do conhecimento geral, pelo ângulo de atrito e pela coesão (que dado se tratar de um solo arenoso foi desprezada). Não foi também tida em conta uma variação desses mesmos parâmetros para a fase residual e foi considerada nula a dilatação do solo.

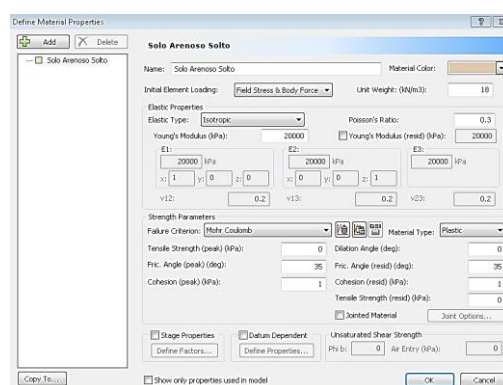


Figura 3.2 – Input de modelação de materiais

De salientar que o módulo de deformabilidade do solo é mantido constante em profundidade ao longo de todas as análises efetuadas dado incompatibilidades do *software* em proceder a cálculos com o mesmo a variar em profundidade.

3.1 Estaca Isolada

O programa em causa deixa em aberto duas alternativas para modelar as estacas, uma tomando a mesma como elementos de contínuo (Figura 3.3) e outra como elementos de viga (Figura 3.4).

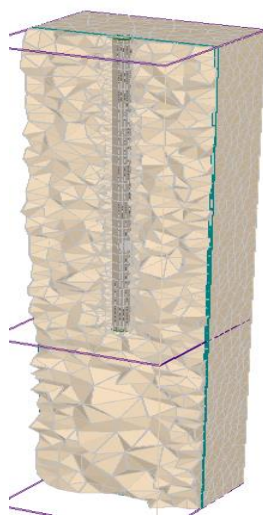


Figura 3.3 - Estaca isolada – elementos de contínuo

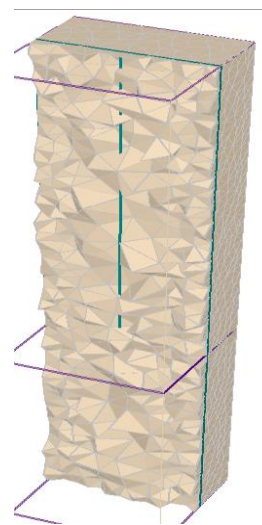


Figura 3.4 - Estaca isolada - elementos de viga

Neste subcapítulo é feito um teste a essas mesmas alternativas de modelação mantendo constantes as propriedades geotécnicas do solo arenoso medianamente compacto, segundo Bowles (1997), apresentadas no Quadro 3.1:

Quadro 3.1 - Propriedades geotécnicas do solo arenoso solto

γ [kN/m^3]	E [MPa]	ν	ϕ [°]	K_0
18	20	0.3	35	0.426

Dado que, como já foi referido, o principal objetivo desta secção é comparar os dois modos alternativos de modelar estacas optou-se por adotar a mesma geometria e a mesma discretização de malha para ambos os modelos. A geometria da estaca é a usada para todo o estudo (1m de diâmetro e 30m de comprimento) estando esta no ponto central de um volume de solo de 10x10x50 m³.

3.1.1 Modelação como elemento contínuo

Nesta primeira opção a modelação da estaca é feita através de uma fronteira entre materiais definindo assim um cilindro com a geometria da estaca (Figura 3.3).

Na fase de instalação da estaca é imposto a esse mesmo cilindro um material com as características de um betão de classe C30/37, Figura 3.5.

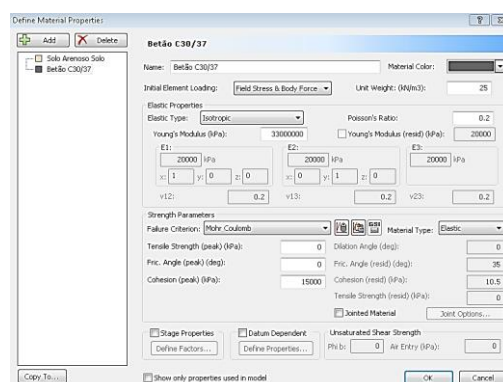


Figura 3.5 - Propriedades do material betão C30/37

As propriedades a configurar para o material betão são muito semelhantes às já explicitadas aquando a modelação do solo arenoso solto em estudo (Figura 3.2). A grande diferença reside no facto do betão ser analisado com um comportamento linear elástico.

De forma a se ter uma noção dos valores esperados efetuou-se o cálculo da capacidade da estaca, em termos de resistência de ponta e de atrito lateral. Para a resistência de ponta, foi seguido o processo de cálculo segundo o método de *Vesic*:

$$q_b = c' * N'_c + q' * N'_q \tag{13}$$

$$R_b = q_b * A_{base} \tag{14}$$

Estando na presença de um solo arenoso foi anulada a primeira parcela da soma ilustrada (coesão nula), q' é a tensão efetiva na base da estaca e N'_q é o fator de capacidade de carga, determinado com base no valor do ângulo de atrito do solo e no valor do índice de rigidez I_R conforme é ilustrado na Figura 3.6:

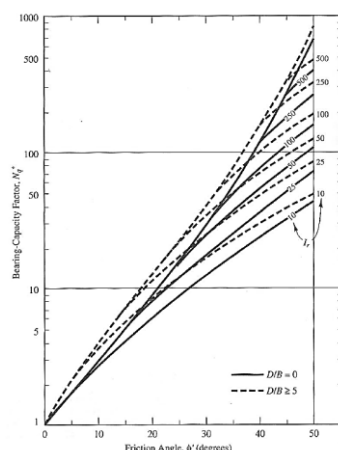


Figura 3.6 – Fator de capacidade de carga N'_q para estacas cravadas (Kulhawy et al, 1983)

O valor de I_R é obtido pela seguinte expressão:

$$I_R = \frac{E}{2(1 + \nu)(c' + \sigma'_v \tan \phi')} = 20 \quad (15)$$

Deste modo obtém-se um valor de $N'_q = 35$. De salientar que este é o valor para estacas cravadas, tendo sido considerado 50% do mesmo para o caso em estudo, em que se utilizam estacas moldadas.

$$q_b = 18 * 30 * 35/2 = 9450 \text{ kPa} \quad (16)$$

$$R_b = 9450 * \pi * 0,5^2 = 7422 \text{ kN} \quad (17)$$

No que respeita ao atrito lateral unitário médio, este foi calculado pela expressão 18:

$$q_s = K * \sigma'_v * \tan \delta = 80.6 \text{ kPa} \quad (18)$$

Segundo Kulhawy et al (1983) o valor de K foi assumido igual ao de K_0 (estacas moldadas) e o valor de δ igual ao de ϕ' (areia/betão rugoso, estacas moldadas). Deste modo a resistência lateral da estaca é a seguinte:

$$R_s = \int_0^L q_s * \text{perímetro} dz = 7598 \text{ kN} \quad (19)$$

3.1.2 Modelação como elemento viga

Nesta modelação da estaca como elementos viga esta é definida através de elementos lineares de dois pontos nodais e com seis graus de liberdade (três deslocamentos e três rotações) em cada ponto nodal. A resistência por atrito lateral é simulada através de molas, que fazem a ligação dos pontos nodais dos elementos viga aos pontos nodais da restante malha, sendo a sua rigidez previamente introduzida pelo utilizador e estando a sua resistência máxima a ser obtida através da envolvente de rotura de Mohr Coulomb, com os parâmetros definidos para a resistência de interface entre os dois elementos. No que concerne à resistência de ponta da estaca esta é também modelada através de uma mola, sendo que, desta vez, tanto a sua resistência máxima como a sua rigidez são introduzidas pelo utilizador.

O programa permite, tal como é ilustrado na Figura 3.1 que os elementos de viga possam ser introduzidos na malha através da geração de novos pontos nodais, correspondentes à interceção destes elementos com as faces dos elementos tetraédricos. No entanto a opção seguida nas presentes análises foi a de forçar a que os pontos nodais dos elementos tetraédricos coincidissem com os pontos nodais dos elementos de viga. Tal é conseguido especificando no *input* “*Define Beams*” a opção “*Mesh conformed*”.

Na Figura 3.7 são apresentadas as propriedades do elemento viga. A sua ligação aos eventuais elementos de casca é definida como rígida para que se possam obter os esforços na estaca advindos desta ligação entre elementos estruturais. Como já foi brevemente explicado as rigidezes introduzidas correspondem ao modo como o elemento viga vai interagir com o solo. A “*shear stiffness*” é a rigidez que condiciona o atrito lateral mobilizado ao longo do fuste da estaca. Foi dado um valor extremamente alto à “*normal stiffness*” para que não se permita, em termos de modelação, que os materiais penetrem um no outro. A resistência de ponta é também introduzida pelo utilizador introduzida como a “*base force resistance*”, tendo como condicionante até este valor limite imposto a “*base normal stiffness*”, analogamente à “*shear stiffness*”. As propriedades de interface são, pelos motivos já referidos atrás, iguais às propriedades do solo. Resta apenas fazer referência à força pontual aplicada na cabeça da estaca que vai sendo incrementada ao longo do cálculo.

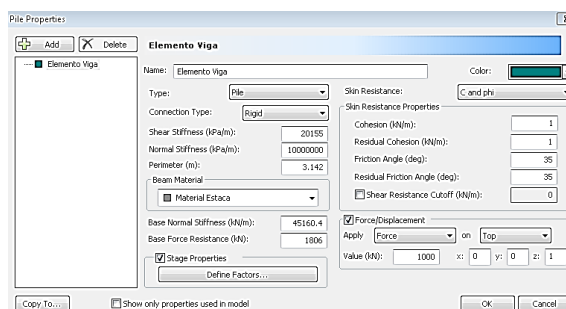


Figura 3.7 - Propriedades elemento viga

Apesar de já na secção anterior ter sido estimada a capacidade de carga da estaca, nomeadamente em mobilizar atrito lateral e pela sua resistência de ponta, pelas expressões de *Vesic*, efetuar-se-á de novo esta estimativa mas segundo o método do FHWA. Como, para o cálculo da rigidez das molas para o elemento interface estaca-solo, foram usadas as curvas de O'Neill and Reese (1999), obtidas através de ensaios experimentais, optou-se por estimar de novo a capacidade de carga da estaca, segundo esta metodologia, sendo esta também semi-empírica.

Para a determinação da “*Shear Stiffness*” há que, em primeiro lugar, calcular o atrito lateral médio unitário, acabando por ser igual ao calculado pelo método de *Vesic*, uma vez que não é ultrapassado o limite imposto.

$$q_s = K * \sigma'_v * \tan \delta \leq 190 \text{ kPa} = 80.6 \text{ kPa} \quad (20)$$

Desta forma, prevê-se uma capacidade da estaca de mobilizar, por atrito lateral, uma carga de 7598 kN. Tendo por base as curvas típicas de estacas moldadas para solos incoerentes (O'Neill and Reese, 1999) - Figura 3.8 - foi estimar-se qual o assentamento médio previsto para 50% do atrito lateral unitário, considerando-o 0.2% do diâmetro da estaca. Deste modo estimou-se o valor de 20155 kPa/m para a “*Shear Stiffness*”.

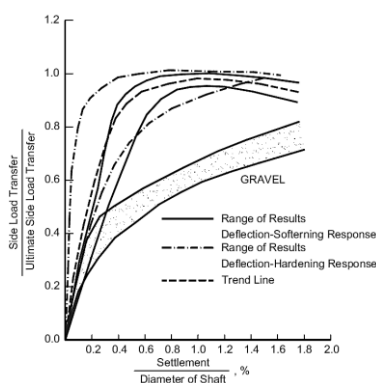


Figura 3.8 – Curvas típicas para estacas moldadas - atrito lateral (O'Neill and Reese, 1999)

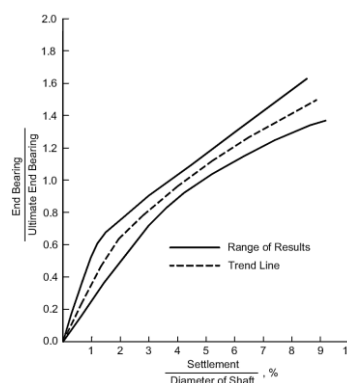


Figura 3.9 - Curvas típicas para estacas moldadas - resistência de ponta (O'Neill and Reese, 1999)

Seguindo o mesmo método para o cálculo da resistência de ponta da estaca e sendo expectável, dados os parâmetros geotécnicos do solo em questão, um valor de cerca de 40 pancadas para o ensaio N_{SPT} realizado à profundidade da ponta da estaca (30m).

$$q_b = 57.5 * N_{SPT} = 2300 \text{ kPa} \quad (21)$$

Como se pode constatar, embora esteja em causa o cálculo da capacidade de carga da mesma estaca, o valor obtido da expressão 21 é bastante inferior à estimativa segundo o método de *Vesic*. A justificação para esta diferença reside no facto de o método de *Vesic* apenas calcular a capacidade máxima da estaca, não tendo em conta o nível de assentamento associado a essa carga. Por sua vez, o método FHWA, sendo um método semi-empírico, estima essa mesma capacidade assumindo a rotura da ponta da estaca para níveis de assentamento correspondentes a 5% do diâmetro da estaca.

Multiplicando este valor da resistência unitária de ponta da estaca pela área da sua base obtém-se o valor para a resistência de ponta de 1806 kN. De forma análoga ao já feito anteriormente, mas agora para as curvas de O'Neill and Reese (1999) correspondentes a este mesmo parâmetro (Figura 3.9), foi estimar-se um assentamento correspondente a 50% da resistência máxima na ponta da estaca, considerado 2% do diâmetro da estaca. Assim sendo estimou-se um valor de 45160 kN/m para a “*base normal stiffness*”.

O material da estaca em si é definido noutra *input* exibido na Figura 3.10 considerando um betão de classe C30/37, como um material elástico e tendo em conta questões geométricas como a área e a inércia da estaca.

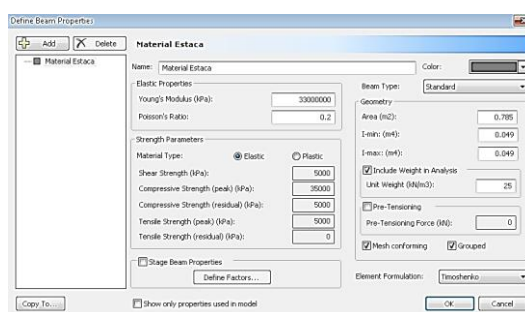


Figura 3.10 - Propriedades da estaca

3.1.3 Análise de resultados

Como se torna comum nestas análises de carga incremental é de todo o interesse construir uma curva carga-assentamento (Figura 3.11) de modo a se ter uma ideia de como é o comportamento carga-deslocamento da estaca.

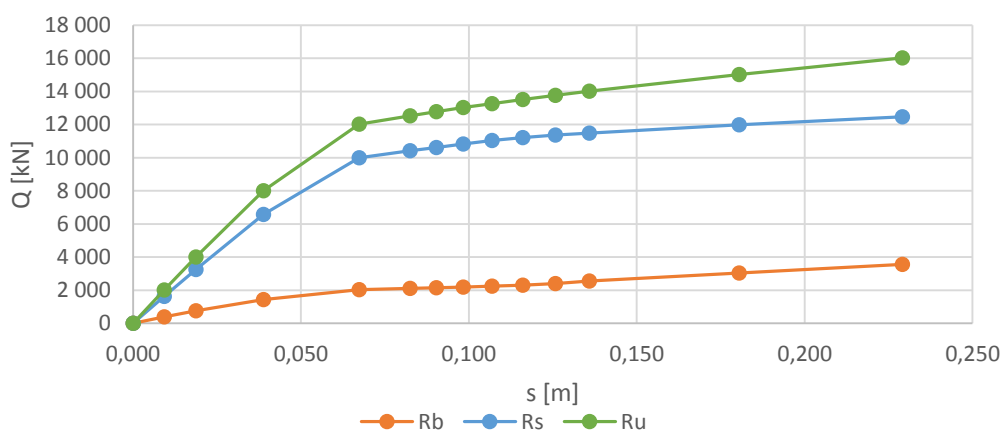


Figura 3.11 - Curva carga-assentamento da estaca isolada modelada com elementos contínuos

No que concerne à modelação da estaca com elementos contínuos obtém-se uma curva carga-assentamento com um ponto de inflexão bem notório correspondente à mobilização da totalidade do atrito lateral, que se encontra um pouco acima do valor previamente calculado, 7598 kN. O valor teórico calculado pelo método de Vesic para a resistência de ponta foi de 7422 kN, valor nunca atingido no cálculo numérico, como se pode comprovar. A partir do ponto onde é atingida a resistência da estaca para mobilizar atrito lateral o acréscimo de carga é motivado pela sempre crescente resistência de ponta da estaca, relacionada com o modelo de rotura utilizado, *Mohr Coulomb*. Apesar de, ao longo do incremento de carga, se registar um aumento da tensão de corte no solo junto à ponta da estaca, verifica-se também um consequente

aumento da tensão normal o que permite sempre mobilizar um pouco mais de resistência, embora com um comportamento em termos de rigidez bastante insuficiente.

A curva do modelo da estaca como elemento viga (Figura 3.12) leva a crer que, ao ser atingidas as resistências máximas das molas, o cálculo deixa de convergir. Prova disso é que na fase em que tal aconteceu o valor da capacidade da estaca em mobilizar atrito lateral é praticamente igual ao valor previamente calculado, 7598 kN. A resistência de ponta não chega a ser totalmente mobilizada no cálculo uma vez que o valor observado - 1000 kN - fica um pouco aquém do valor teórico determinado, 1806 kN.

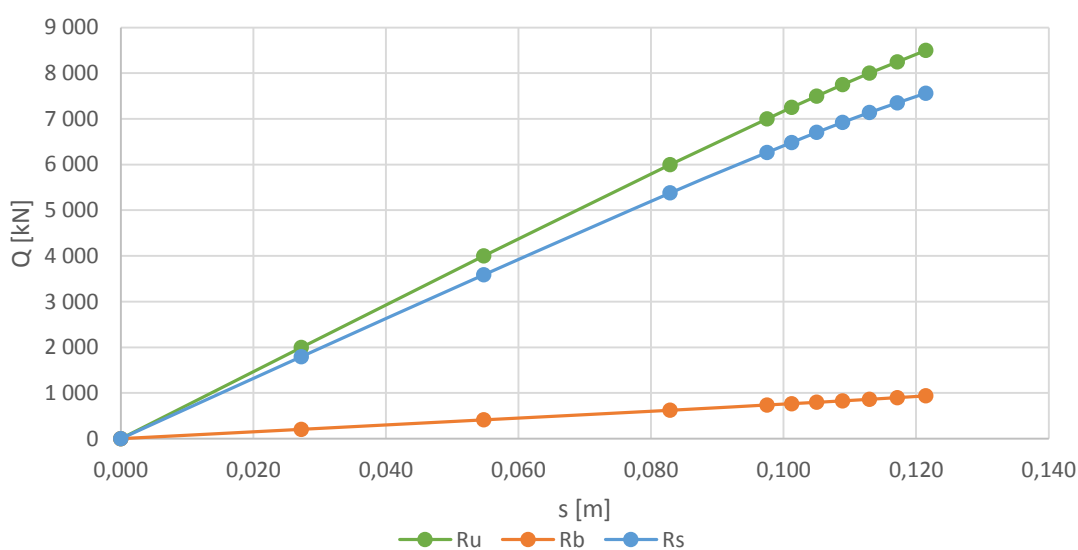


Figura 3.12 - Curva carga-assentamento da estaca isolada modelada com elementos de viga

É agora importante perceber se a evolução do esforço axial na estaca difere de uma modelação para a outra. Assim sendo, ir-se-á avaliar o diagrama de esforço axial na estaca ao longo de todo o carregamento, para as duas análises paramétricas (Figura 3.13 e Figura 3.14).

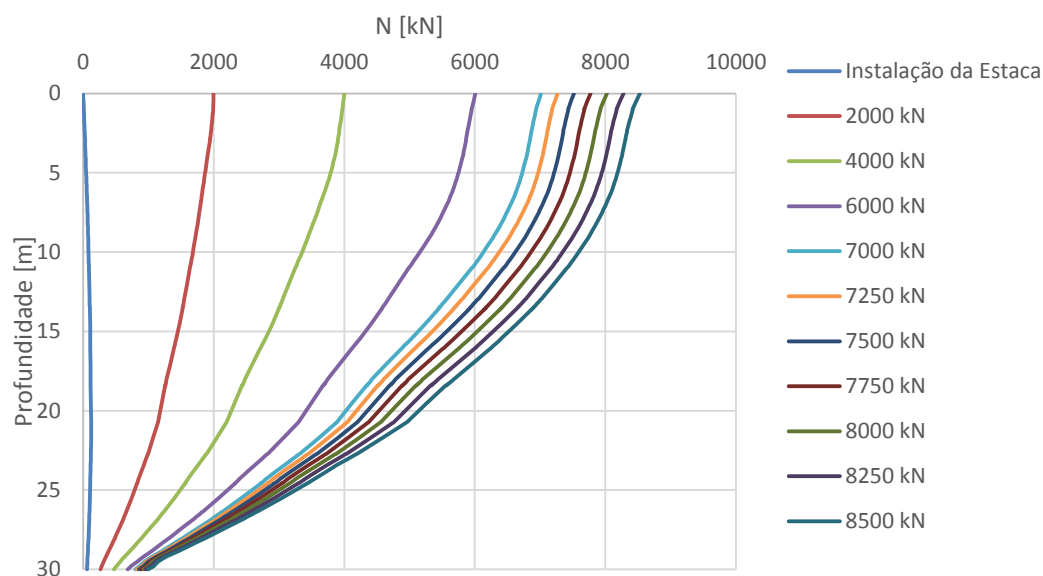


Figura 3.13 - Esforço axial na estaca (elementos de viga)

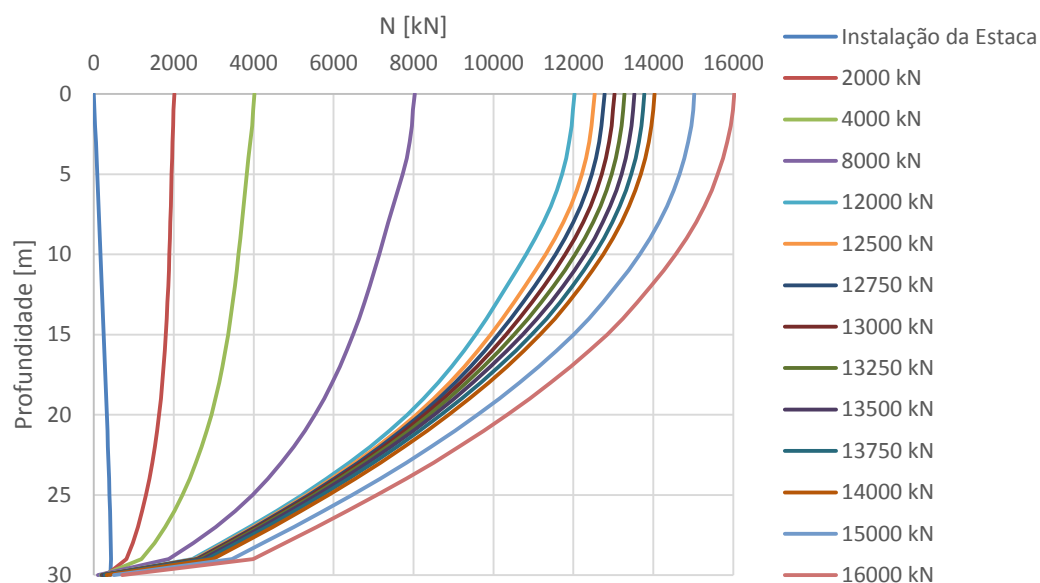


Figura 3.14 - Esforço axial na estaca (elementos de contínuo)

Desde logo se destaca que o modelo de estaca com elementos de contínuo consegue atingir níveis de carga superiores que o modelo de elementos viga. Tal é justificável pela crescente capacidade de mobilização de carga na ponta da estaca relacionada com o modelo de rotura do solo em questão. Na segunda alternativa de modelação, apesar de ser seguido o mesmo critério de rotura, tal já não tem influência uma vez que, ao ser atingida a resistência máxima da estaca

em mobilizar atrito lateral, o modelo numérico deixa de convergir. Ainda assim, se tal não acontecesse, o valor da resistência de ponta da estaca iria ser limitado pela máxima resistência definida para a mola em causa.

O valor do esforço axial conferido ao longo do fuste da estaca tem uma evolução bastante semelhante em ambas as opções de modelação, aproximando-se sempre do que seria expectável: um valor de esforço axial na cabeça da estaca associado à carga imposta ao longo dos incrementos e uma redução do mesmo em profundidade devido à crescente mobilização do atrito lateral. Apenas há aqui uma pequena diferença na forma como diagrama de esforço axial evolui no limite mais profundo do fuste, estando este associado, à resistência de ponta oferecida pelo solo à estaca. Como já foi referido na descrição da modelação com elementos viga, neste caso, a ponta da estaca está, através de uma mola, ligada a um ponto da malha global. Tal facto explica que a evolução do esforço axial, neste caso, seja bastante mais regular. Por sua vez, na modelação como elemento contínuo, todas as interações com o meio envolvente dificultam a evolução deste esforço junto a este ponto tão sensível, a ponta da esta, complicando assim a determinação do valor exato desta resistência na estaca.

Deste modo, e de forma a tentar esclarecer a forma como tensão na estaca associada à resistência de ponta da mesma é descarregada para o solo, torna-se importante avaliar a distribuição de tensões efetivas verticais no solo próximo da ponta da estaca. Dado que as diferentes formas de modelar atingem parâmetros de carga completamente diferentes, escolheu-se, neste ponto de análise, uma fase de carga que ambas as alternativas consigam atingir de modo a que se possa ter um termo de comparação viável ($Q=8000$ kN). Como se pode conferir na Figura 3.15 e na Figura 3.17 já a este nível de carga se denota uma grande diferença na tensão transmitida ao solo pela estaca. Através de um cálculo simples, a multiplicação da profundidade de 30m pelo peso volúmico do solo, consegue prever-se uma tensão efetiva vertical no solo, sem a influência da estaca, de 540 kPa.

No caso da estaca modelada como elemento viga a resistência de ponta da estaca, quando aplicada uma carga de 8000 kN, é de 1015 kN. Convertendo este valor para uma tensão equivalente no solo imediatamente abaixo da estaca, numa área igual à área transversal desta, obtém-se um valor de 1292 kPa. Somando os 540 kPa esperados a esta profundidade seria expectável uma tensão efetiva vertical no solo a rondar 1832 kPa. Como se constatar na Figura 3.15 de tensão efetiva vertical no solo não ultrapassa os 790 kPa, o que comprova uma deficiência no que respeita à transmissão de tensão da estaca para o solo na ponta desta, nesta alternativa de modelar a estaca.

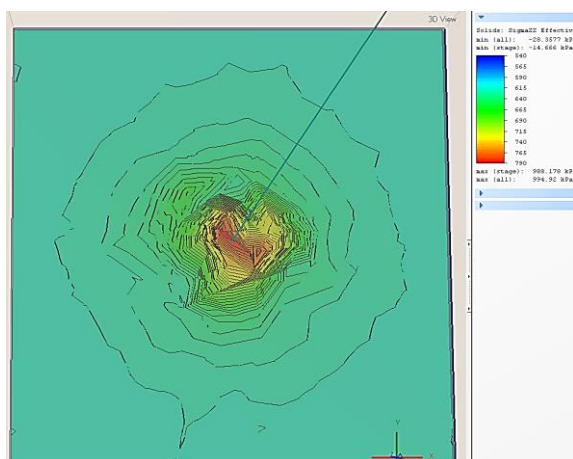


Figura 3.15 - Tensão efetiva vertical, σ'_{zz} , no solo (elementos de viga)

No caso de a estaca ser modelada como elemento contínuo, como já foi abordado, é mais difícil obter o valor da resistência de ponta da mesma. Assim sendo foi avaliada a distribuição de tensões efetivas verticais, através de uma “line query”, um metro acima e abaixo da fronteira estaca-solo no alinhamento do centro geométrico da estaca (Figura 3.16).

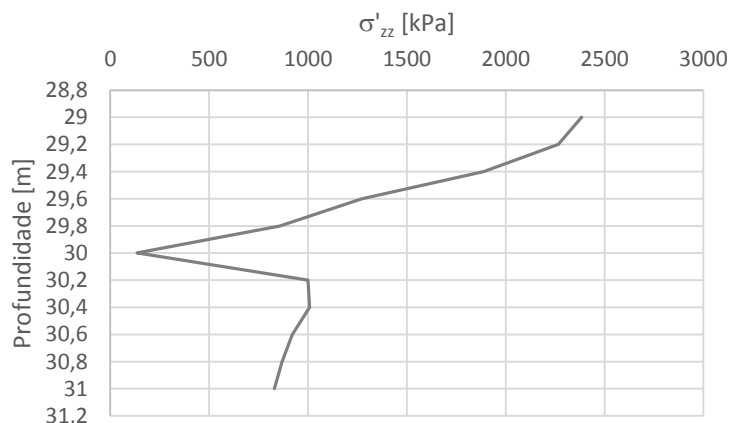


Figura 3.16 - Tensões efetivas verticais (σ'_{zz}) no alinhamento do centro geométrico da estaca

Pode então observar-se que a tensão efetiva vertical no solo e na estaca, a uma distância de 20 cm da fronteira entre estes (30m de profundidade), é praticamente igual, assumindo-a como resistência de ponta da estaca. Assim sendo obteve-se a distribuição de tensões efetivas verticais na estaca a 20cm do limite da mesma. Com a Figura 3.17 comprova-se que o solo atinge uma tensão efetiva vertical uma pouco acima dos 1000 kPa, valor que se encontra em concordância com a curva carga-assentamento da estaca.

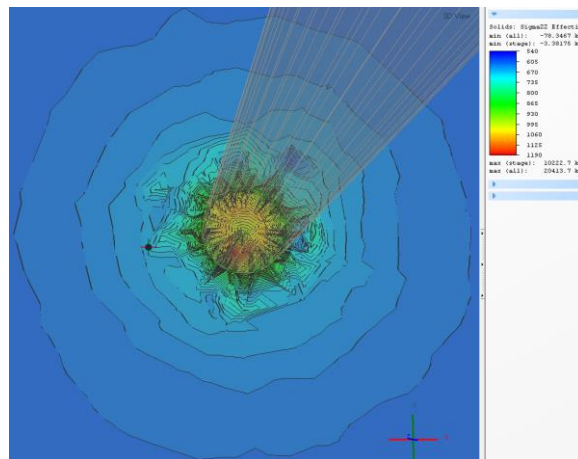


Figura 3.17 - Tensão efetiva vertical, σ'_{zz} , no solo (elementos de contínuo)

Seguido a mesma linha de raciocínio é igualmente importante avaliar, não só a evolução da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca mas de que forma é que é transferida a tensão desta para o solo adjacente (em ambas as opções de modelar o elemento estaca).

Desta forma, no que concerne à modelação da estaca como elemento contínuo, apenas é possível ter esta percepção ao avaliar as tensões tangenciais (τ_{yz}) no solo através de uma linha de corte – “line query” – traçada no solo a 5cm da fronteira entre este e a estaca (Figura 3.18).

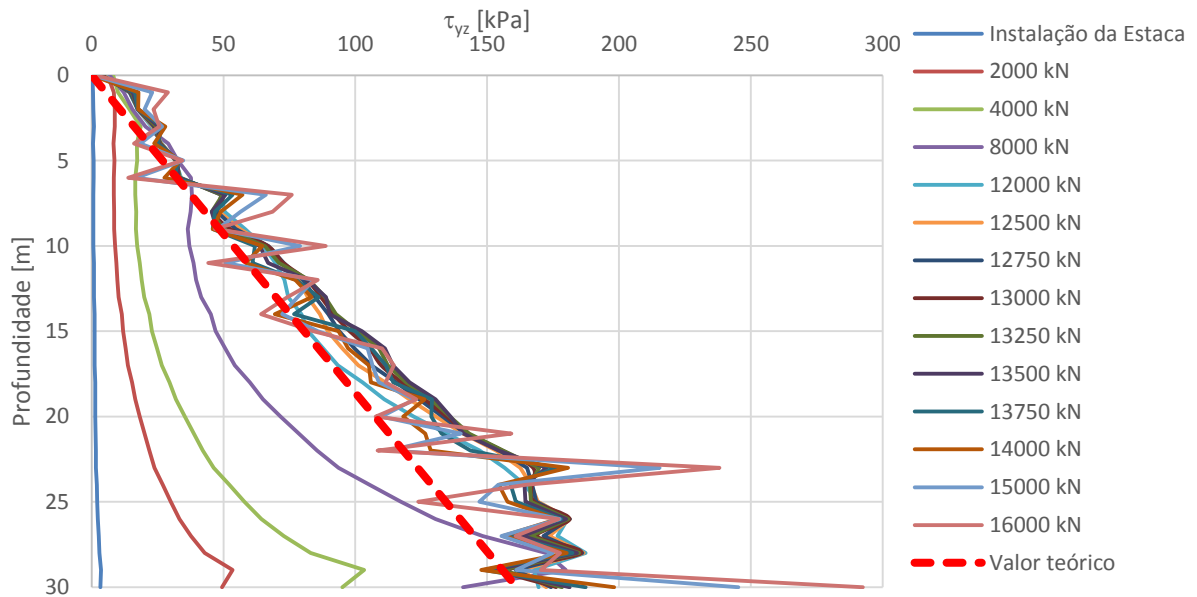


Figura 3.18 - Tensão tangencial (τ_{yz}) no solo para o modelo de estaca com elementos contínuos

Constata-se uma evolução coerente da mesma evoluindo em profundidade, tendendo para a capacidade da estaca no que respeita à mobilização de atrito lateral da estaca e ultrapassando, embora ligeiramente, o valor teoricamente expectável. As oscilações verificadas estão relacionados com o facto de, nas fases de carregamento mais elevadas, o solo próximo do fuste da estaca já se encontrar plastificado, revelando-se assim alguns problemas de extrapolação numérica.

Atendendo agora à outra alternativa de modelação do elemento estaca, neste caso já é possível obter, do RS3, o atrito lateral mobilizado ao longo do elemento viga, a estaca (Figura 3.19).

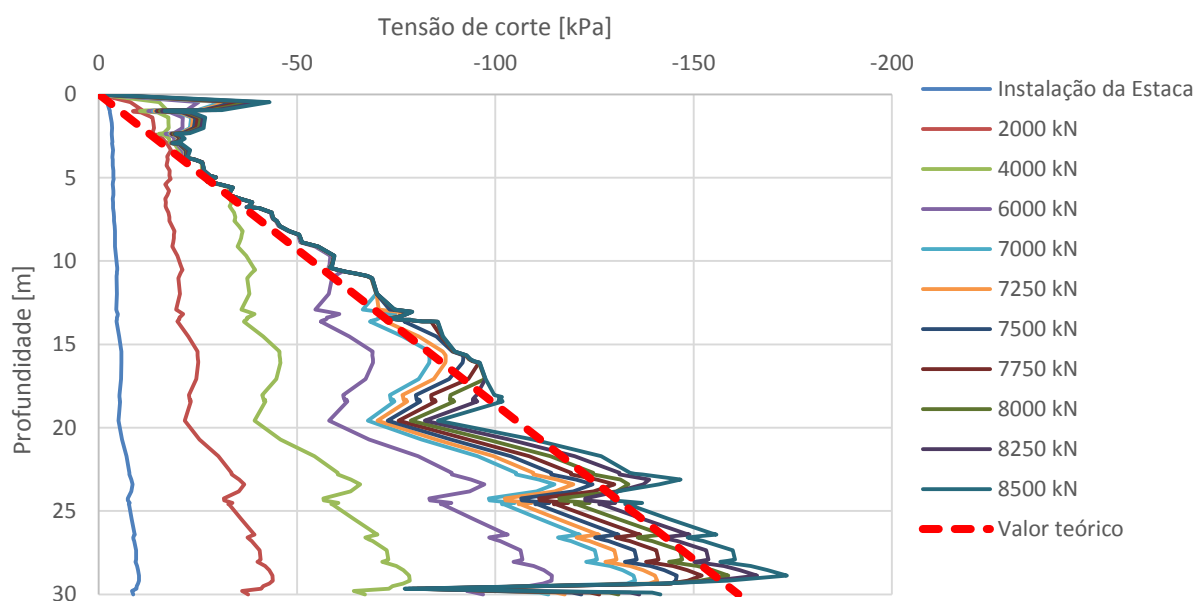


Figura 3.19 - Mobilização do atrito lateral, ao longo do fuste, no interface para o modelo da estaca com elementos de viga

A mobilização de atrito lateral segue, mais uma vez, o que seria expectável denotando-se uma clara evolução em profundidade. Salientar apenas o facto de, nesta modelação, se revelar uma influência da carga aplicada no topo da estaca, justificando assim a variação da tensão na parte superior do fuste da estaca. Registam-se também diversas oscilações repentinas do atrito lateral mobilizado, sendo estas cada vez mais notórias à medida que se evolui em profundidade. Resta agora, de acordo com o objetivo já mencionado – avaliar a transferência de tensões por parte da estaca ao solo – perceber como evolui a distribuição de tensões tangenciais (τ_{yz}) no solo nas imediações da estaca. Deste modo, recorrendo novamente a uma “*line query*”, foi-se avaliar a referida tensão no solo a 5cm da fronteira estaca-solo (Figura 3.20).

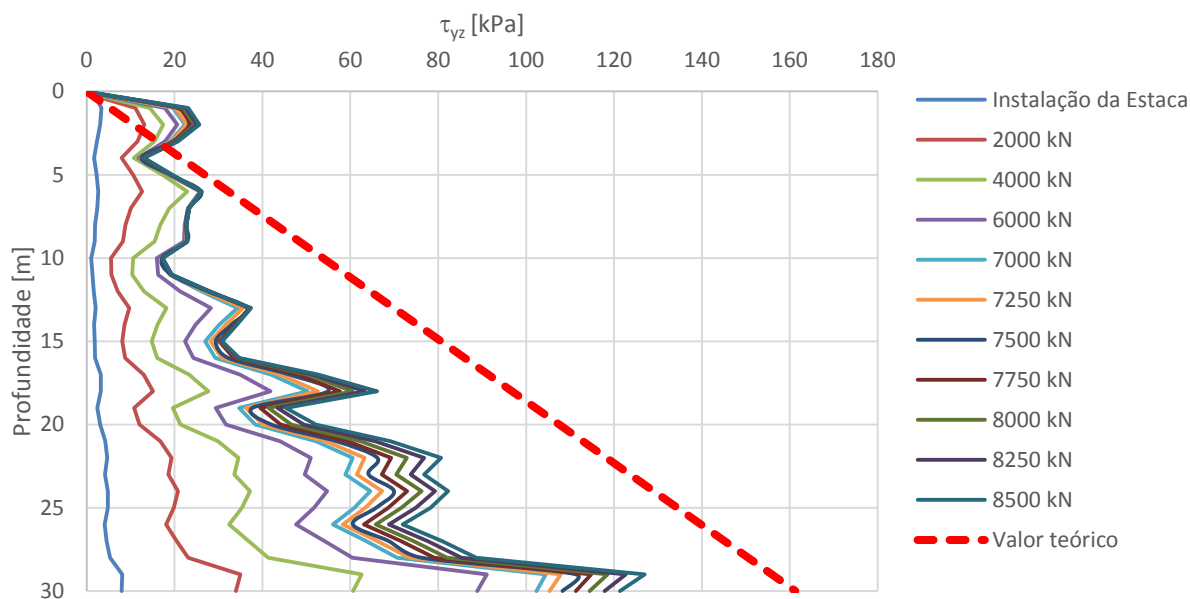


Figura 3.20 - Tensão tangencial no solo junto à estaca (modelo da estaca com elementos de viga)

Como se pode constatar estes valores ficam um pouco aquém do valor teórico esperado e também não conjugam na perfeição com o atrito lateral mobilizado ao longo elemento de viga. De salientar a importância deste aspeto nos modelos a virem a ser estudados (CPRF) dadas todas as interações que se desenvolvem nos mesmos, como já foi referido.

Conclui-se assim, deste subcapítulo 3.1, que modelar a estaca como um elemento contínuo é, por todas as razões enumeradas, a alternativa mais credível no programa em que se trabalha sendo esta a adotada nos trabalhos daqui em diante.

3.2 Modelo Unitário CPRF

Como o próprio nome indica este modelo pretende representar uma unidade de um modelo de ensoleiramento estaqueado (Figura 3.21).

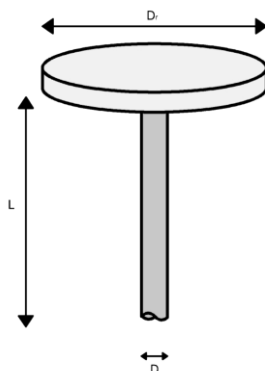


Figura 3.21 - Modelo unitário CPRF

Esta análise tem o intuito de perceber a influência da presença da respectiva parcela de laje na estaca adjacente e, de forma análoga ao subcapítulo 3.1, explorar o programa e as vantagens de cada uma das modelações para o ensoleiramento que o *software* deixa em aberto: uma recorrendo, mais uma vez, a um elemento contínuo para a laje de ensoleiramento (Figura 3.22) e outra recorrendo ao comando “*liner*” do RS3, ou seja, a um elemento casca (Figura 3.23).

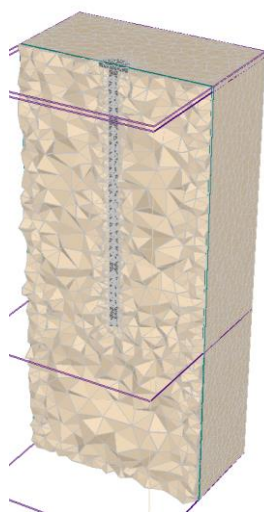


Figura 3.22 - Modelo Unitário CPRF (laje com elementos de contínuo)

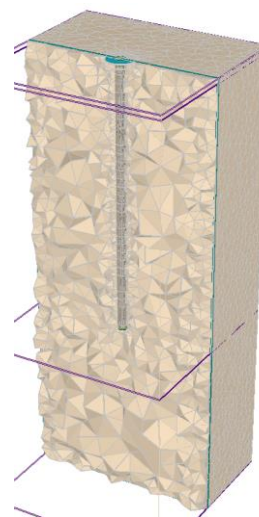


Figura 3.23 - Modelo Unitário CPRF (laje com elementos de casca)

Apesar estarem reunidas todas as condições para se trabalhar com um modelo axissimétrico, economizando assim os recursos de cálculo, optou-se pela modelação da unidade completa uma vez que tal não acarretava muito tempo de cálculo numérico e permita uma melhor comparação dos resultados com estes modelos e dos estudados nas próximas secções.

Como já foi referido na presente dissertação as propriedades geométricas das estacas nunca são alteradas ao longo do trabalho. Assim foram modeladas estacas com um diâmetro (D) de um metro e comprimento (L) de 30m. O diâmetro do disco de laje (D_r) é de 3m ($3D$). As propriedades geotécnicas do solo são as mencionadas no Quadro 3.1.

No Quadro 3.2 apresenta-se a carga aplicada ao sistema CPRF Unitário em cada fase de carregamento, bem como a carga que é transmitida à estaca, em ambas as opções de modelar o ensoleiramento.

Quadro 3.2 – Carga aplicada ao ensoleiramento (CPRF Unitário)

Ensoleiramento			Estaca	
Fase	Carga [kPa]	Carga [kN]	Elemento Contínuo Carga [kN]	Elemento Casca Carga [kN]
Estado Tensão Inicial				
Instalação CPRF	0	0,0	49,0	102,6
1ª Fase Carregamento	275	1943,9	1774,0	1697,4
2ª Fase Carregamento	550	3887,7	3538,2	3317,8
3ª Fase Carregamento	1100	7775,4	7087,7	6570,0
4ª Fase Carregamento	1650	11663,2	10603,2	9798,0
5ª Fase Carregamento	1925	13607,0	12269,1	11413,7
6ª Fase Carregamento	2200	15550,9	13503,7	12659,0
7ª Fase Carregamento	2475	17494,7	14716,5	13829,7
8ª Fase Carregamento	2750	19438,6	15916,7	14970,2
9ª Fase Carregamento	3025	21382,5	17124,4	16112,5
10ª Fase Carregamento	3300	23326,3	18343,4	17271,4
11ª Fase Carregamento	3575	25270,2	19574,5	18451,8
12ª Fase Carregamento	3850	27214,0	20815,4	19661,6
13ª Fase Carregamento	4125	29157,9	22068,7	20907,8

3.2.1 Modelação da laje de ensoleiramento como elemento contínuo

Esta forma de modelar a laje de ensoleiramento é em tudo semelhante à mesma forma de modelar, como elemento contínuo, uma estaca. Assim sendo, logo à partida, é definido um círculo com a geometria da parcela de laje já referida. Na fase de instalação do sistema CPRF é definido, para esse círculo, um material com as propriedades do betão C30/37 (Figura 3.5). Todo o modelo unitário CPRF está ao centro de um volume de solo de 20x20x50 m³ (Figura 3.22).

3.2.2 Modelação da laje de ensoleiramento como elemento casca

Esta modelação apenas difere da anterior no aspeto em que aqui o ensoleiramento é modelado recorrendo ao comando “*liner*”. Desde logo, atendendo às potencialidades do *software*, se destaca do anterior uma vez que nos permite também avaliar os esforços neste elemento. O objetivo é então perceber se existiriam diferenças para um modelo contínuo, tanto a nível de deslocamentos, como de tensões e também da forma como os carregamentos são transmitidos, quer ao solo quer à estaca. Da mesma forma que na outra opção o modelo unitário CPRF encontra-se ao centro de um volume de solo de 20x20x50 m³ (Figura 3.23).

3.2.3 Análise de resultados

Torna-se, desde logo, importante avaliar a forma como a carga é distribuída no modelo CPRF. Ou seja, perceber qual a percentagem de carga que é absorvida pelo contacto direto entre o ensoleiramento e o solo e a que, por sua vez, é transmitida pelo mesmo para as estacas. Assim sendo, mais uma vez, investe-se na análise do esforço axial da estaca (Figura 3.24 e Figura 3.25), de modo a perceber que carga é transmitida à mesma. A diferença entre esta e a carga total aplicada ao sistema será a carga absorvida pelo solo através do contacto direto ensoleiramento-solo.

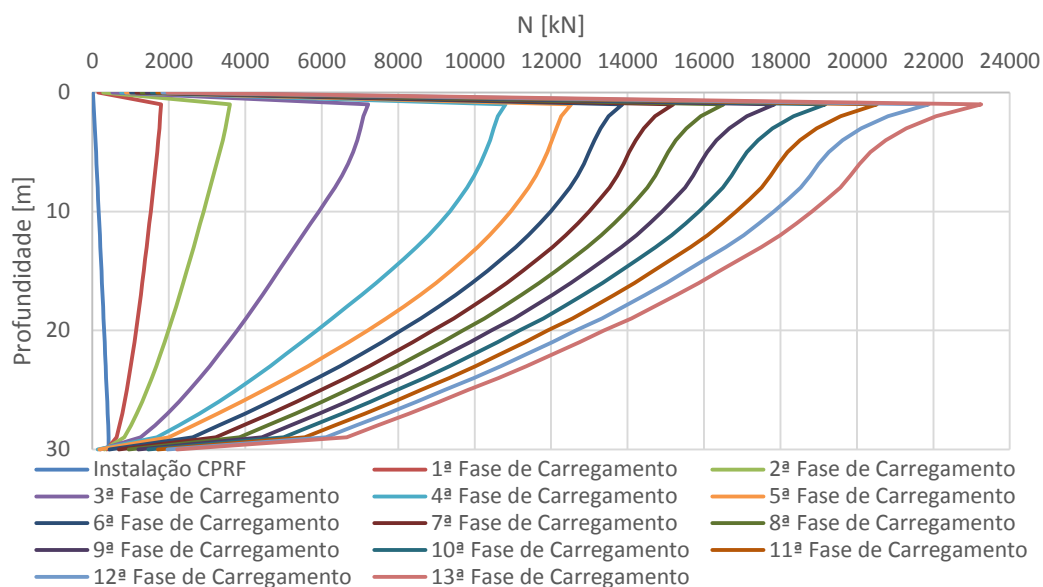


Figura 3.24 - Esforço axial na estaca (laje com elementos de contínuo)

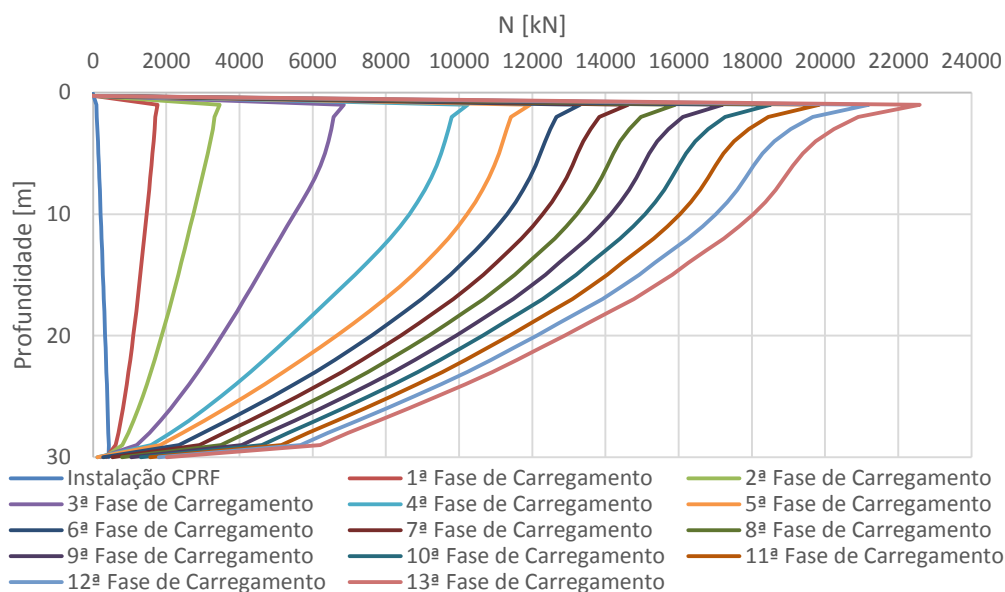


Figura 3.25 - Esforço axial na estaca (laje com elementos de casca)

Como se pode constatar a distribuição de esforço axial ao longo da estaca é bastante similar nas duas opções de modelação, não fugindo ao que seria teoricamente expectável, ou seja, valor máximo na cabeça da estaca e um decréscimo à medida que aumenta a profundidade associado à mobilização do atrito lateral. No entanto, apesar de diminuta, há uma diferença no esforço axial na estaca associado a cada nível de carga, sendo ligeiramente superior na opção da laje modelada como elemento contínuo. Tal facto pode estar associado à distribuição de rigidezes relativas no sistema CPRF ser ligeiramente diferente nas duas opções, indicando aqui uma maior rigidez do ensoleiramento quando modelado como elemento casca.

Em ambas as alternativas se confere uma variação abrupta do esforço axial na zona superior do fuste, devido ao facto de esta zona ser a zona de ligação entre dois elementos estruturais. Assim sendo, o maciço ao apoiar-se na estaca como uma consola curta, transfere-lhe quase a totalidade da sua carga, tal como uma laje a apoiar-se num pilar. Como se pode constatar, para ambas as alternativas de modelação - Figura 3.26 - a transmissão de carga do ensoleiramento para a estaca é feita, essencialmente pela zona de fronteira desta, chegando a valores de tensão verticais no centro desta reduzidos dada a flexão da laje de ensoleiramento.

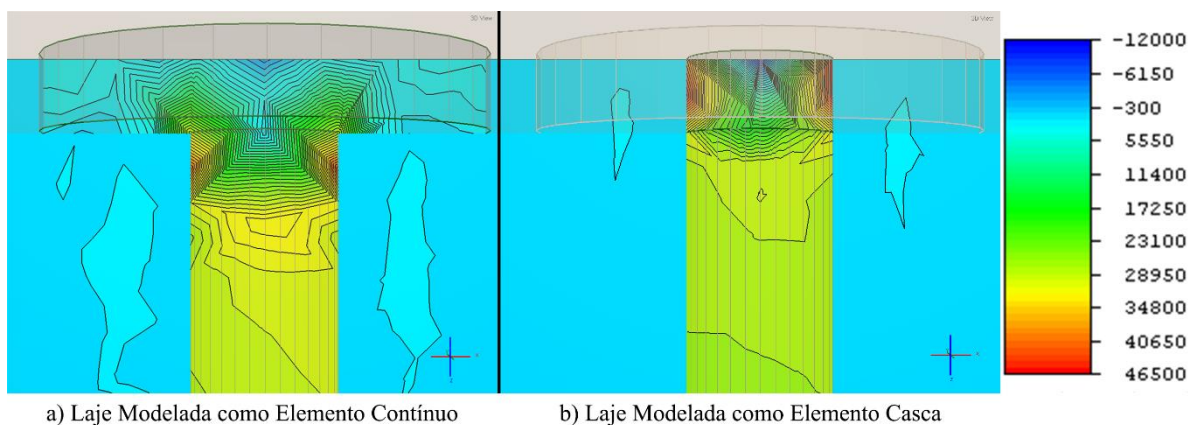


Figura 3.26 - Análise da transferência de tensões, σ'_{zz} [kPa], ensoleiramento-estaca

Esta variação de tensão está então associada ao facto de as tensões na zona de fronteira estaca-ensoleiramento registarem uma variação associada à ligação entre dois elementos estruturais. Assim sendo, para efeitos da determinação da carga transferida para a estaca, é retirado o valor do esforço axial a uma profundidade onde já se testemunhe uma estabilização da tensão ao longo da estaca, 2m de profundidade (Figura 3.27).

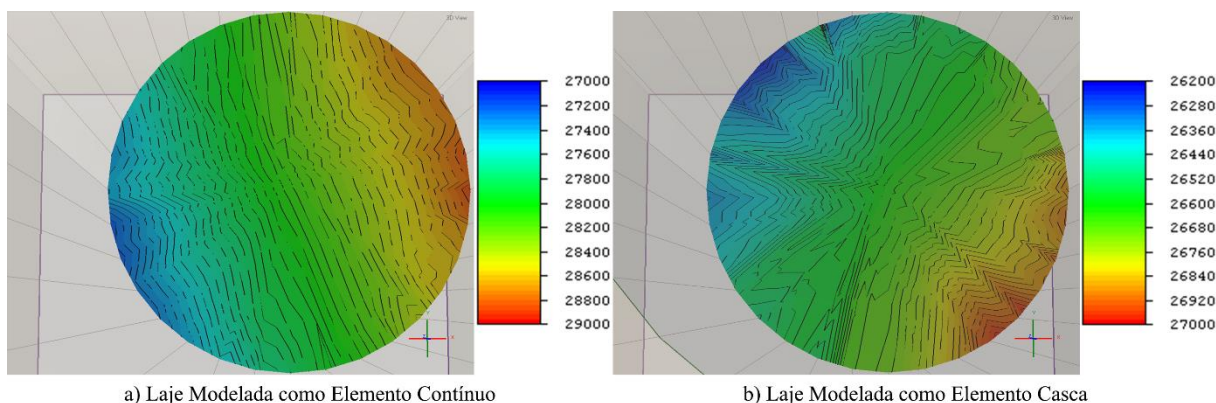


Figura 3.27 - Avaliação da distribuição de tensões efetivas verticais, σ'_{zz} [kPa], num corte na estaca a 2m de profundidade

Dada a simetria na distribuição de tensões num corte transversal à estaca a 2m de profundidade, toma-se o valor retirado no centro geométrico da mesma como constante a fim de se poder aferir o valor da carga transmitida do ensoleiramento para a estaca.

Interessa, de igual forma, perceber se a forma como é modelado o ensoleiramento tem alguma influência na evolução do atrito mobilizado ao longo do fuste da estaca. Da análise da Figura 3.28 (laje como elemento contínuo) e da Figura 3.29 (laje como elemento casca) pode concluir-se que, independentemente do modo como é modelado o ensoleiramento, o atrito lateral

mobilizado ao longo da estaca - avaliado através da tensão tangencial no solo adjacente - tem uma evolução expectável em profundidade tendendo, ao longo do carregamento, para o seu limite teórico. As oscilações observadas acontecem para fases de carregamento em que a estaca já atingiu a sua capacidade em termos de mobilização de atrito lateral ao longo do seu fuste, estando o solo em torno deste já plastificado, justificando assim esta oscilação brusca de valores. Mais ainda há a salientar a clara influência do maciço na tensão de confinamento no solo imediatamente abaixo do mesmo, traduzido no aumento da tensão tangencial deste ao redor da parte superior do fuste da estaca, sendo visível em ambas as alternativas à modelação de um modo bastante semelhante.

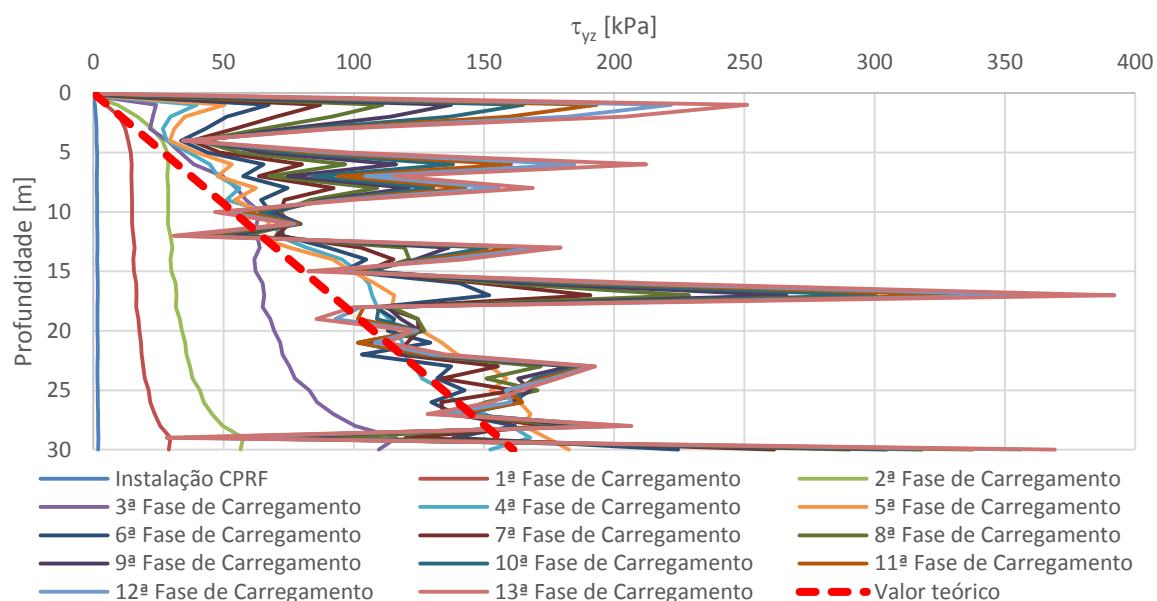


Figura 3.28 - Tensão tangencial (τ_{vz}) no solo (laje com elementos de contínuo)

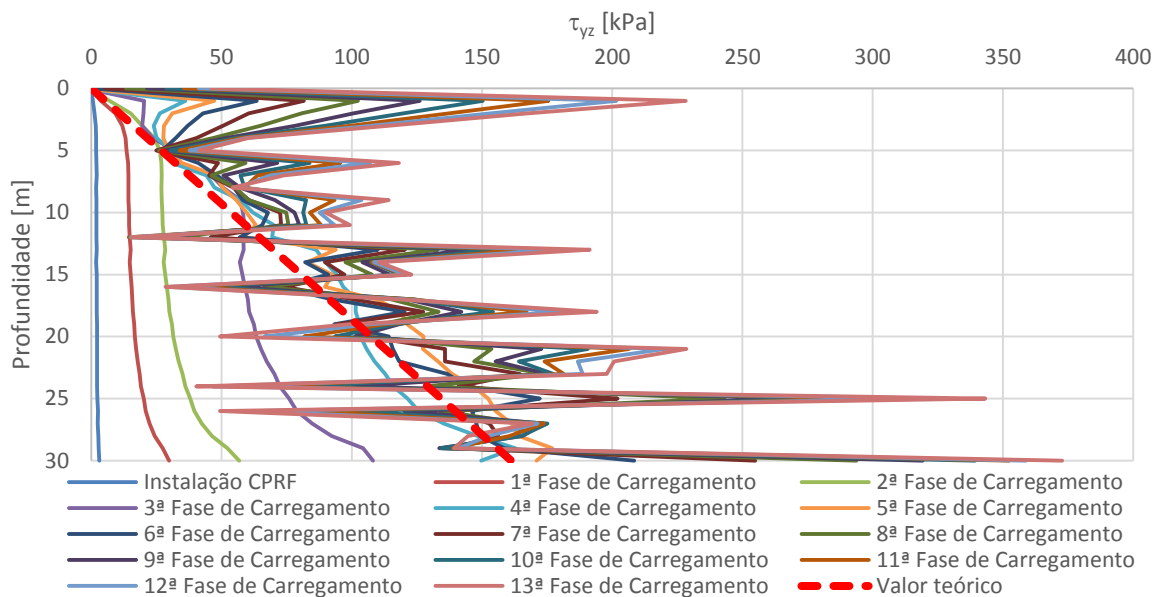


Figura 3.29 - Tensão tangencial (τ_{yz}) no solo (laje com elementos de casca)

Seguidamente, na Figura 3.30, avalia-se a distribuição de tensões pelos elementos integrantes do sistema de fundação.

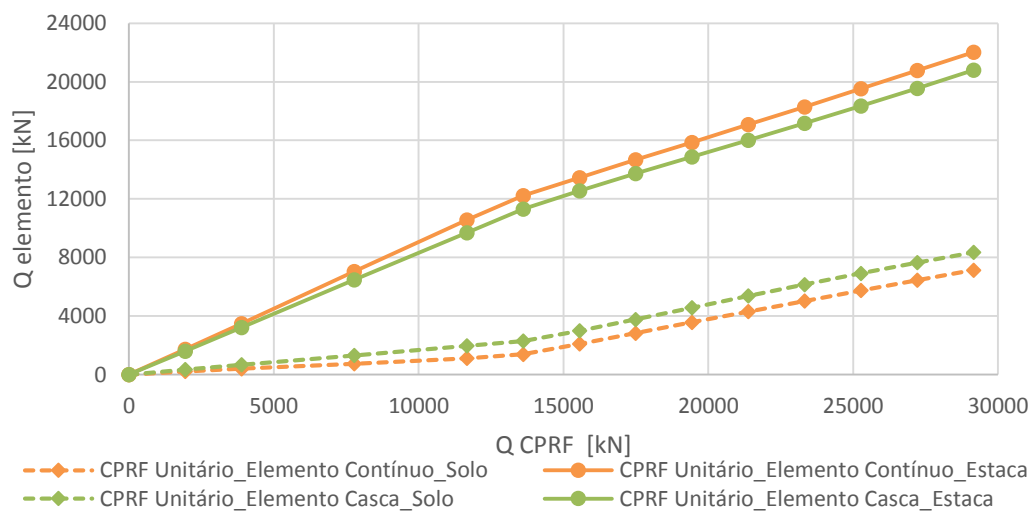


Figura 3.30 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF Unitário)

Como se pode verificar na modelação da laje como elemento casca a carga transmitida ao solo pelo contacto directo entre este e o ensoleiramento é ligeiramente superior e, conseqüentemente, a carga transmitida à estaca ligeiramente inferior. Mais uma vez aqui se comprova que a rigidez relativa entre elementos do sistema é ligeiramente diferente nas duas opções à modelação do

ensoleiramento, evidenciando uma maior rigidez para o elemento laje quando modelado como elemento casca.

No entanto, em ambas as alternativas de modelação do ensoleiramento, este começa a ter uma influência crescente a partir do momento em que a estaca suporta uma carga correspondente ao ponto em que a mesma atinge a sua capacidade em mobilizar atrito lateral.

Na Figura 3.31 são apresentadas as curvas carga-assentamento da estaca do modelo unitário CPRF e da estaca isolada, de modo a perceber qual a influência da laje de ensoleiramento ao ser associada à estaca.

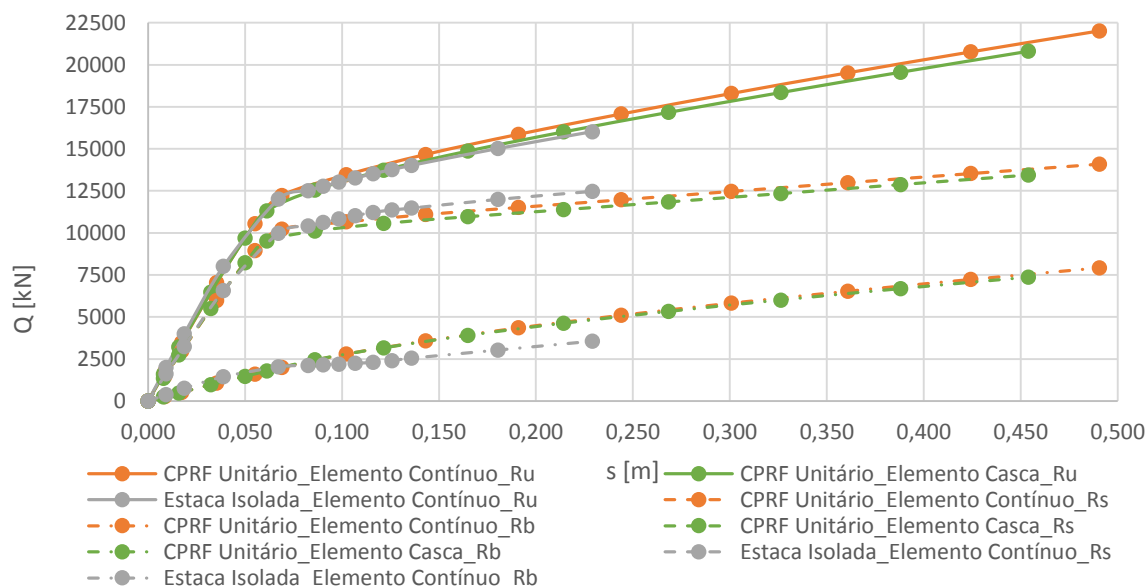


Figura 3.31 - Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo unitário CPRF

Fazendo uma análise com base no estudo de Burland (1995) - que indica que a rigidez da estaca, quando analisada de forma isolada, sofre um decréscimo quando a mesma é associada a um maciço de encabeçamento – pode concluir-se que a laje de ensoleiramento modelada não é suficientemente representativa para que este efeito seja sentido.

Na fase seguinte são abordadas as curvas carga-assentamento do sistema global CPRF nas duas opções modelares do ensoleiramento (Figura 3.32). Como já se vinha a prever, quer pela análise do esforço axial na estaca, quer pela abordagem à distribuição de cargas no sistema, na modelação do ensoleiramento como elemento contínuo regista-se um comportamento ligeiramente mais rígido. Tal é compreensível uma vez que há uma maior influência das estacas e, conseqüentemente, uma menor preponderância do ensoleiramento.

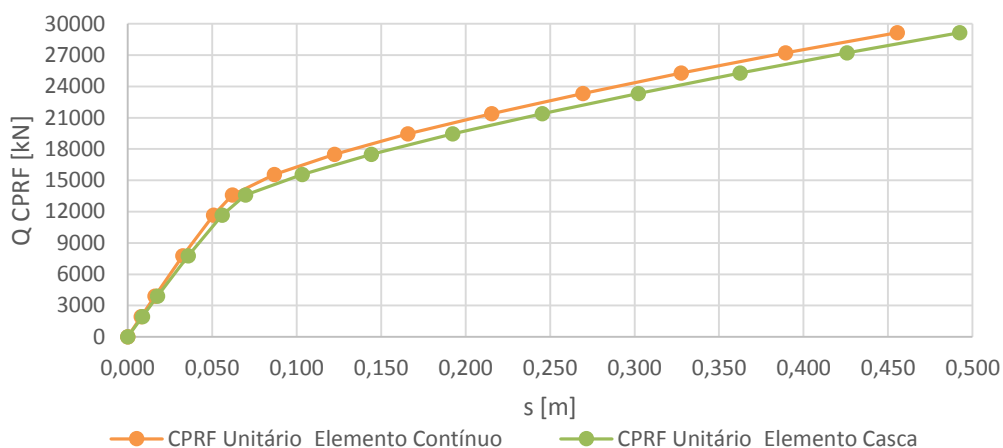


Figura 3.32 - Curva carga-afundamento do CPRF Unitário

A fim de confirmar a maior transferência de carga ao solo pelo contato direto ensoleiramento-solo, na modelação do ensoleiramento como elemento casca, foram analisadas as tensões efetivas verticais no solo - a 5cm da fronteira deste com o ensoleiramento - para a maior carga aplicada em ambas as modelações, 29158 kN.

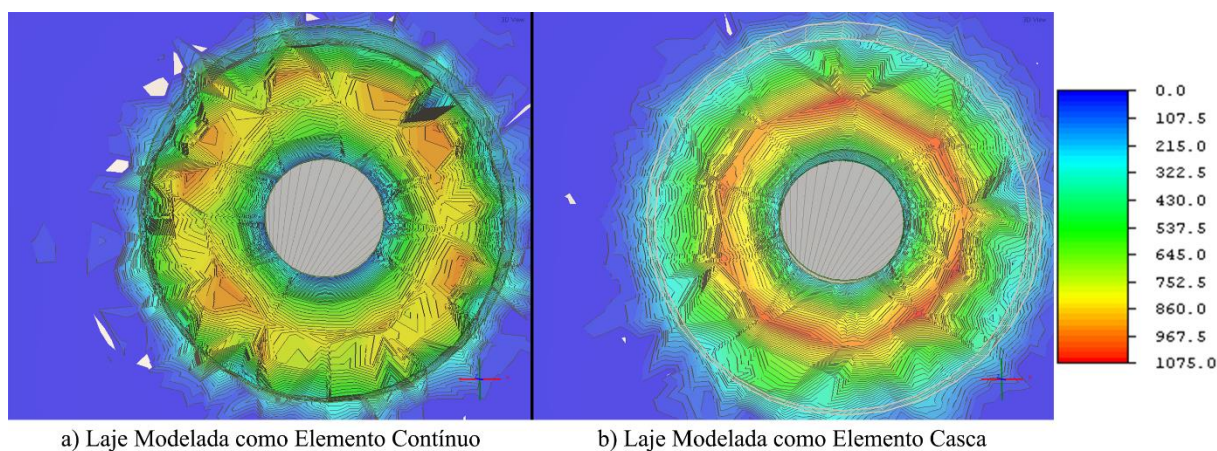


Figura 3.33 - Tensões efetivas verticais, σ_{zz} [kPa], no solo sob o ensoleiramento

Confirmando, mais uma vez, a maior transmissão de cargas pelo contato direto ensoleiramento-solo a tensão efetiva vertical no solo junto a esta mesma interface, associado ao ensoleiramento modelado como elemento casca, é ligeiramente superior à outra alternativa modelar. Denote-se também que, em ambos os casos, a tensão efetiva vertical no solo é menor na zona ao redor do limite exterior da estaca, tal como era expectável, dado que a transmissão da carga do ensoleiramento para a estaca é dada essencialmente nesta zona.

Havendo, neste tipo de fundação, todo o interesse em reduzir os assentamentos, quer totais quer diferenciais pois, muitas vezes, são estes a causar danos na estrutura suportada pela fundação, analisou-se também a distribuição dos assentamentos no ensoleiramento para mesma fase de carregamento em ambas as alternativas de modelar a laje (Figura 3.34).

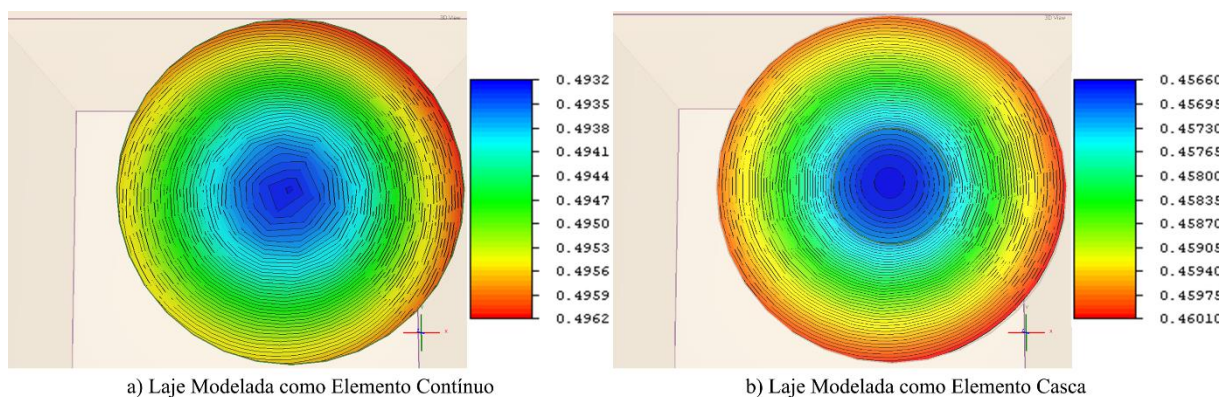


Figura 3.34 – Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF Unitário

Desta análise conclui-se que a opção de modelar o ensoleiramento através de um elemento casca reduz os assentamentos totais em quase 4cm comparativamente à modelação como elemento contínuo e também os assentamentos diferenciais, tendo mais uma vez a mesma base de comparação, em cerca de 1mm. Tal é facilmente justificável pois, como já foi constatado, na opção de modelação do ensoleiramento como elemento casca este é ligeiramente mais rígido, logo é capaz de absorver mais percentagem de carga registando menores assentamentos.

Constata-se assim que se torna mais vantajoso para o utilizador do RS3 modelar o ensoleiramento através do comando “*liner*”, sendo esta opção tomada nas fases posteriores desta dissertação. De seguida apresenta-se a grande vantagem de uma modelação recorrendo ao elemento casca, o facto de se conseguir obter o valor dos esforços nesse elemento, nomeadamente o de maior importância para o caso em estudo, os momentos atuantes. Tal como seria expectável, os maiores valores, em termos absolutos, surgem na zona da estaca, da mesma forma que numa laje os momentos maiores são no encontro com os pilares. De salientar, que apesar de apenas serem apresentados os momentos em uma direção o valor destes na direção oposta, bem como a sua distribuição ao longo do ensoleiramento são bastante semelhantes, dado a simetria do modelo.

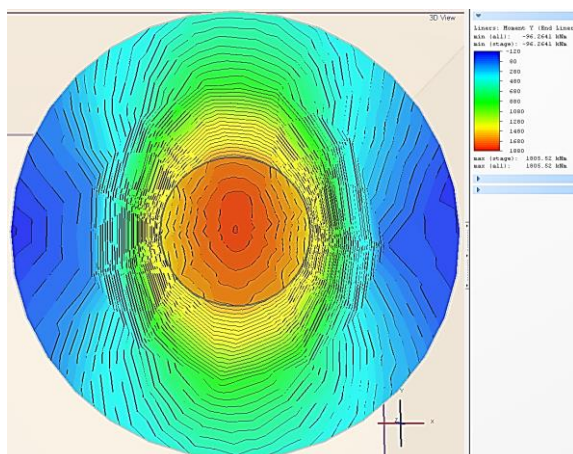


Figura 3.35 - Distribuição de momentos no ensoleiramento

3.3 Modelo CPRF de 4 estacas

Nesta secção irão efetuar-se três análises paramétricas a modelos CPRF de 4 estacas. De referir que, por questões relacionadas com economia do tempo de cálculo, é apenas modelado $1/4$ do referido sistema uma vez que há total simetria no modelo (Figura 3.36).

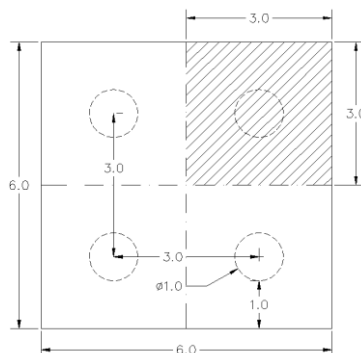


Figura 3.36 - Planta do modelo CPRF 4

É aplicada, em todas as análises e de modo análogo aos modelos anteriores, uma carga incremental uniformemente distribuída no ensoleiramento e, apesar da simplificação efetuada para efeitos de cálculo numérico, são apresentadas no Quadro 3.3 as cargas tendo em conta todo o sistema CPRF.

Quadro 3.3 - Carga aplicada ao ensoleiramento (CPRF 4 Estacas)

CPRF 4 Estacas		
Fase	Carga [kPa]	Carga [kN]
Estado Tensão Inicial		
Instalação CPRF	0	0
1ª Fase Carregamento	250	9000
2ª Fase Carregamento	500	18000
3ª Fase Carregamento	1000	36000
4ª Fase Carregamento	1500	54000
5ª Fase Carregamento	1750	63000
6ª Fase Carregamento	1875	67500
7ª Fase Carregamento	2000	72000
8ª Fase Carregamento	2063	74250
9ª Fase Carregamento	2125	76500
10ª Fase Carregamento	2188	78750
11ª Fase Carregamento	2250	81000
12ª Fase Carregamento	2313	83250
13ª Fase Carregamento	2375	85500

O modelo base indicado “CPRF 4_Solta_0.5m” é um modelo composto por quatro estacas de características geométricas já apresentadas, contendo propriedades geotécnicas de um solo arenoso solto (Quadro 3.1) e um ensoleiramento de 0.5m de espessura.

Numa segunda análise apenas se alterou a espessura do ensoleiramento para 2m, designando esse modelo de “CPRF 4_Solta_2m”.

Por fim, regressando à espessura inicial do ensoleiramento (0.5m), alterou-se as propriedades geotécnicas do solo arenoso de modo a se estar perante uma areia mais densa (Quadro 3.4), nomeando esta alternativa de “CPRF 4_Densa_0.5m”

Quadro 3.4 - Propriedades geotécnicas do solo arenoso denso

γ [kN/m^3]	E [MPa]	ν	ϕ [°]	K_0
17	44	0.2	46	0.218

Pode aqui perceber-se uma pequena gafe cometida na presente dissertação, o facto de a baridade do solo denso ser inferior à baridade do solo solto. Seria expectável que fosse o contrário mas, ao seguir parâmetros de solos já abordados em trabalhos anteriores, não foi reparado neste

pormenor. Aquando da perceção deste erro já todo o cálculo numérico havia sido realizado, pelo que, fica apenas a chamada de atenção para este facto.

O objetivo desta parametrização de análises é tentar compreender de que modo as alterações impostas condicionam o sistema CPRF, quer em termos da sua rigidez global, quer em termos de rigidezes relativas dentro do próprio sistema e consequente absorção de cargas por parte de cada um dos elementos constituintes e, como não poderia deixar de ser, ter uma atenção nos assentamentos, tanto globais como diferenciais. Todos os restantes aspetos já analisados numa fase anterior do trabalho e que se mantiveram de acordo com o esperado (evolução do esforço axial nas estacas, mobilização do atrito lateral ao longo do seu fuste, tensões verticais efetivas junto a fronteiras com o solo, entre outros) não são focados neste subcapítulo uma vez que nada de novo há a acrescentar.

3.3.1 Análise de resultados

É conveniente, desde logo, tentar perceber se as modificações parametrizadas causam ou não algum impacto na rigidez global do sistema CPRF. Para tal, nada melhor que focar a atenção nas curvas carga-assentamento do sistema, Figura 3.37.

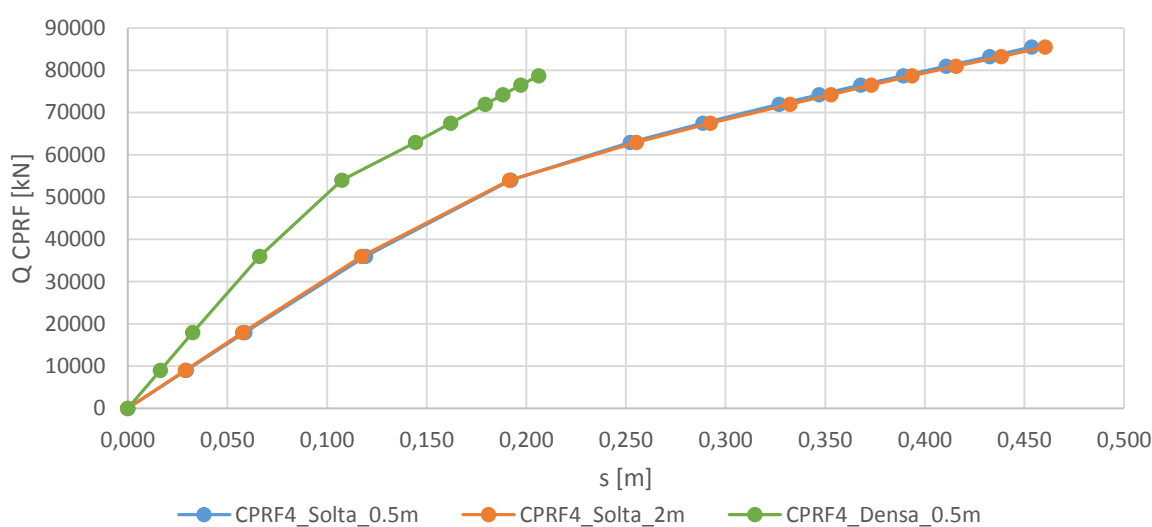


Figura 3.37- Curvas carga-assentamento dos modelos CPRF 4

Facilmente se identificam duas fases distintas nas curvas de todos os modelos paramétricos, uma fase inicial fortemente condicionada pelas estacas e uma segunda fase, após estas atingirem a sua capacidade de mobilizar atrito lateral, menos rígida transmitindo uma maior influência do ensoleiramento no comportamento geral do sistema CPRF. Como se pode constatar as curvas dos modelos com o mesmo tipo de solo – solo arenoso solto – são bastantes similares. No que respeita ao modelo com um solo arenoso denso, este difere bastante dos restantes, como seria de prever. A capacidade de carga do sistema CPRF é significativamente maior fruto do solo

mais competente que lhe está associado, ou seja, para o mesmo nível de carga os assentamentos que lhe estão associados são bastante menores. De salientar que esta melhoria na capacidade de carga do sistema CPRF vai sendo mais expressiva tanto quanto maior o nível de carga que lhe está associado.

Na Figura 3.38 estão ilustradas as curvas carga-assentamento de uma estaca integrante do modelo CPRF nas diversas análises paramétricas realizadas, bem como a de uma estaca, quando analisada de forma isolada, de forma a se poder comparar o seu comportamento, aos modelos alojados no mesmo tipo de solo – arenoso solto. Incidindo uma primeira análise nas análises paramétricas desta secção pode afirmar-se que o modelo instalado num solo arenoso denso se destaca das outras duas análises, registando um claro aumento de capacidade de carga, enquanto o comportamento desta num solo arenoso solto é praticamente igual.

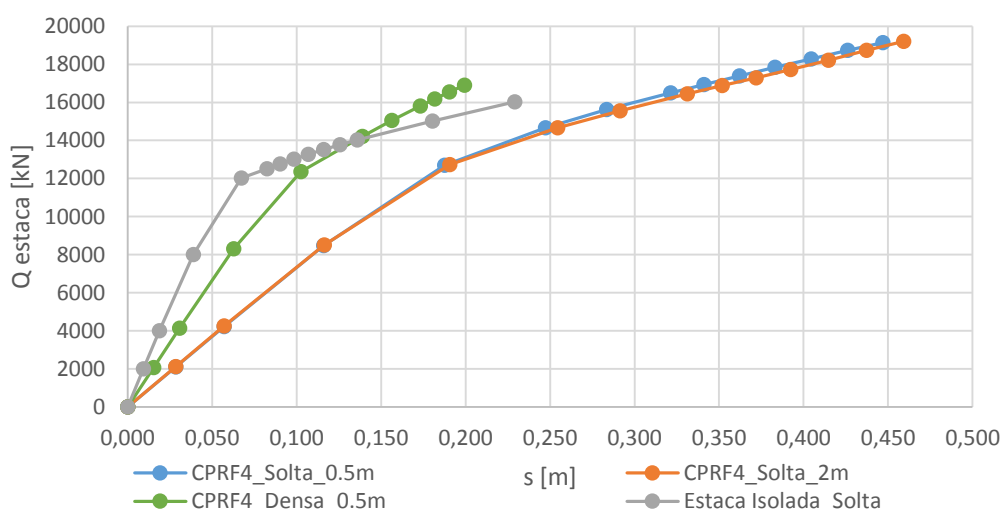


Figura 3.38 – Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo CPRF 4

Fazendo novamente referência ao estudo de Burland (1995) e à alusão feita ao mesmo na secção 3.2.3 pode concluir-se que é errado afirmar que uma estaca, quando associada a um maciço de ensoleiramento, por si só, perde ou ganha rigidez quando comparada a uma estaca isolada. Ao invés do que foi verificado no modelo CPRF unitário, já se observa uma diminuição da rigidez da estaca relativamente ao seu comportamento quando analisada de forma isolada. Assim sendo, o ganho ou perda de rigidez de uma estaca quando associada a uma laje de ensoleiramento está relacionado com a distribuição de rigidezes relativas dentro do sistema global CPRF, sendo variável consoante os casos.

A Figura 3.39 permite avaliar a distribuição de carga no sistema CPRF ao longo do carregamento nas várias modelações efetuadas. Pode então concluir-se que ao aumentar a

espessura do ensoleiramento, por si só, em nada contribui para a distribuição de cargas dentro do sistema CPRF. Já o mesmo não se pode dizer quanto à alteração das características geotécnicas do solo arenoso visto que, consoante este e para o mesmo nível de carga aplicado ao sistema global, o ensoleiramento é capaz de suportar maior carga no contacto direto com o solo que, por sua vez, é reduzida na carga transmitida pelo mesmo às estacas. Estando em concordância com os modelos anteriores, a parcela de carga absorvida pelo contacto direto do ensoleiramento com o solo começa a ser mais expressiva a partir de um nível de carga correspondente à mobilização total do atrito lateral por partes das quatro estacas presentes no sistema global. O facto de terem uma parcela de carga sempre crescente, mesmo após esse declínio, está relacionado com o modelo de rotura em causa que permite sempre uma maior mobilização de carga no que respeita à resistência de ponta das estacas.

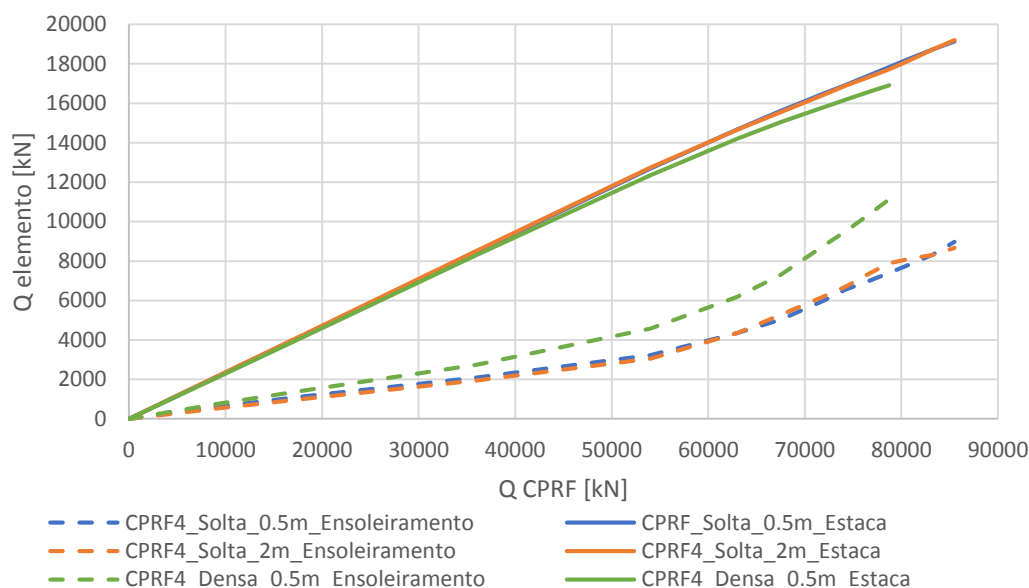


Figura 3.39 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF 4)

Analisando agora a distribuição de assentamentos no ensoleiramento nas diversas alternativas paramétricas (Figura 3.40) conclui-se que a espessura do ensoleiramento é preponderante na distribuição de assentamentos diferenciais. Sendo o ensoleiramento menos rígido são maiores os assentamentos diferenciais notando-se claramente a influência das estacas na deformada do mesmo, registando-se uma maior flexão nas zonas mais distantes destas, nomeadamente no centro geométrico do ensoleiramento do sistema global. Na zona de influência das mesmas registam-se os menores assentamentos, verificando um aumento com o afastar das mesmas. Na análise onde se aumentou a espessura da laje de ensoleiramento esta flexão na zona central do ensoleiramento geral já não é sentida, observando-se aí assentamentos até menores do que na zona acima da estaca. Na presença de um solo arenoso mais denso apenas é verificada uma

redução dos assentamentos globais na ordem de 50%, justificados pelo facto de o módulo de deformabilidade do solo ter aumentado para o dobro, sensivelmente.

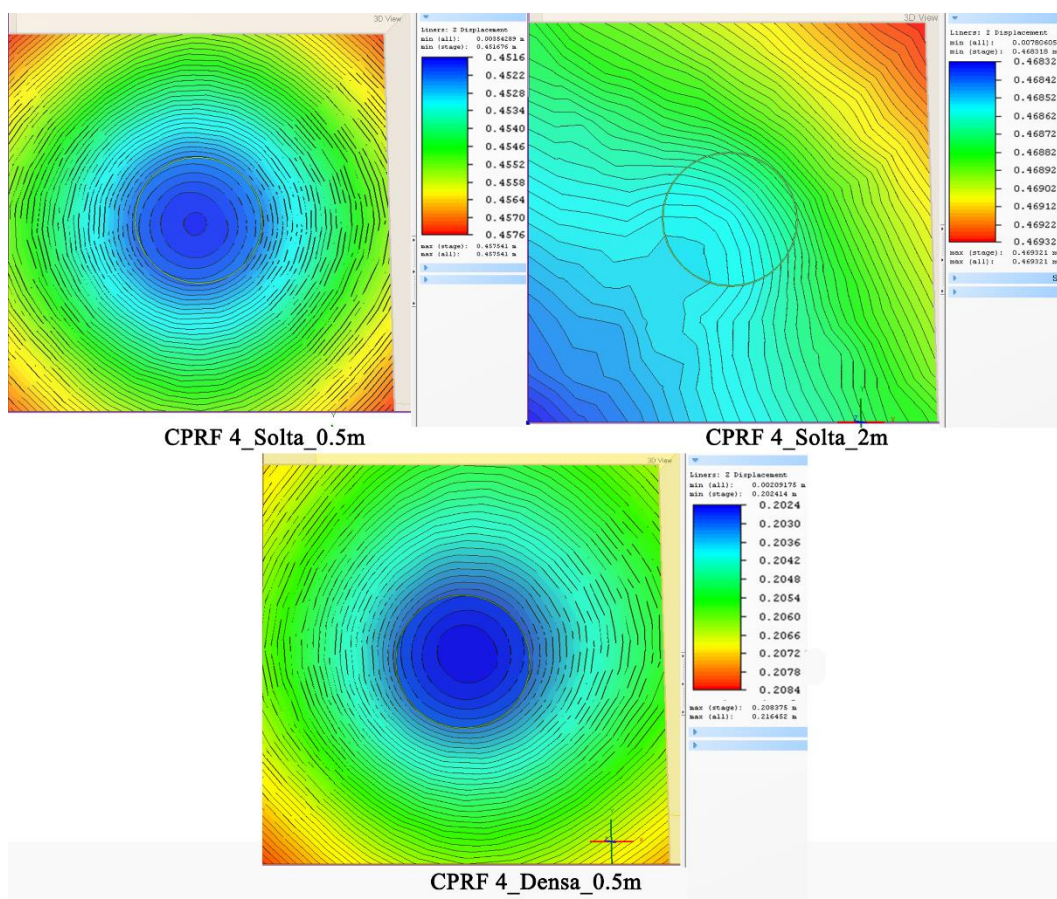


Figura 3.40 - Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF 4

3.4 Modelo CPRF de 5 estacas

Neste modelo no qual irá ser feita uma análise paramétrica em tudo semelhante ao modelo CPRF de 4 estacas, mas agora introduzindo uma estaca central no sistema. Sempre com o intuito de economizar o tempo de cálculo e uma vez que estão reunidas todas as condições de simetria para tal é apenas modelado $1/4$ do sistema global, representado na Figura 3.41 a sombreado.

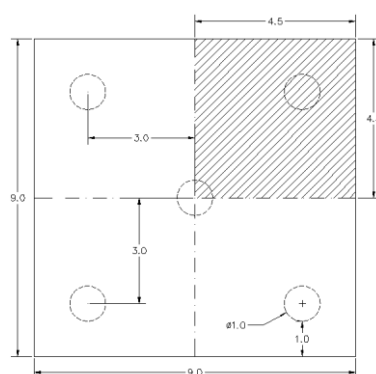


Figura 3.41 - Planta do modelo CPRF 5

Assim sendo, embora se tenha mantido a incrementação de tensão aplicada (em kPa), uma vez que a área de ensoleiramento, onde é aplicada a carga uniformemente distribuída, aumentou a carga total aplicada (em kN) sofreu um conseqüente acréscimo - Quadro 3.5:

Quadro 3.5 - Carga aplicada ao ensoleiramento (CPRF 5)

CPRF 5 Estacas		
Fase	Carga [kPa]	Carga [kN]
Estado Tensão Inicial		
Instalação CPRF	0	0
1ª Fase Carregamento	250	20250
2ª Fase Carregamento	500	40500
3ª Fase Carregamento	1000	81000
4ª Fase Carregamento	1500	121500
5ª Fase Carregamento	1750	141750
6ª Fase Carregamento	1875	151875
7ª Fase Carregamento	2000	162000
8ª Fase Carregamento	2063	167063
9ª Fase Carregamento	2125	172125
10ª Fase Carregamento	2188	177188
11ª Fase Carregamento	2250	182250
12ª Fase Carregamento	2313	187313
13ª Fase Carregamento	2375	192375

Uma vez mais, com o objetivo de avaliar tanto a distribuição de carga dentro do sistema CPRF como os seus assentamentos (globais e diferenciais) foram efetuadas análises paraméricas em tudo semelhante ao modelo precedente:

- 1) “CPRF 5_Solta_0.5m” – Modelo de cinco estacas instalado num solo arenoso solto (Quadro 3.1) com um ensoleiramento de 0.5m de espessura;
- 2) “CPRF 5_Solta_2m” – Modelo de cinco estacas instalado num solo arenoso solto (Quadro 3.1) com um ensoleiramento de 2m de espessura;
- 3) “CPRF 5_Densa_0.5m” – Modelo de cinco estacas instalado num solo arenoso denso (Quadro 3.4) com um ensoleiramento de 0.5m de espessura;

3.4.1 Análise de resultados

Das curvas carga-assentamento ilustradas na Figura 3.42 se denota que os modelos alojados num solo arenoso solto apresentam uma evolução ao nível da relação entre a carga aplicada e os respetivos assentamentos bastante semelhantes. O modelo relacionado a um solo arenoso denso apresenta uma melhor resposta carga-assentamento. De salientar que, dada a presença de mais uma estaca no sistema, o comportamento deste a nível global apresenta um comportamento mais rígido, mais evidente na fase após as estacas mobilizarem todo o seu atrito lateral, que o sistema CPRF 4 estacas, como é ilustrado para o modelo alojado numa areia densa.

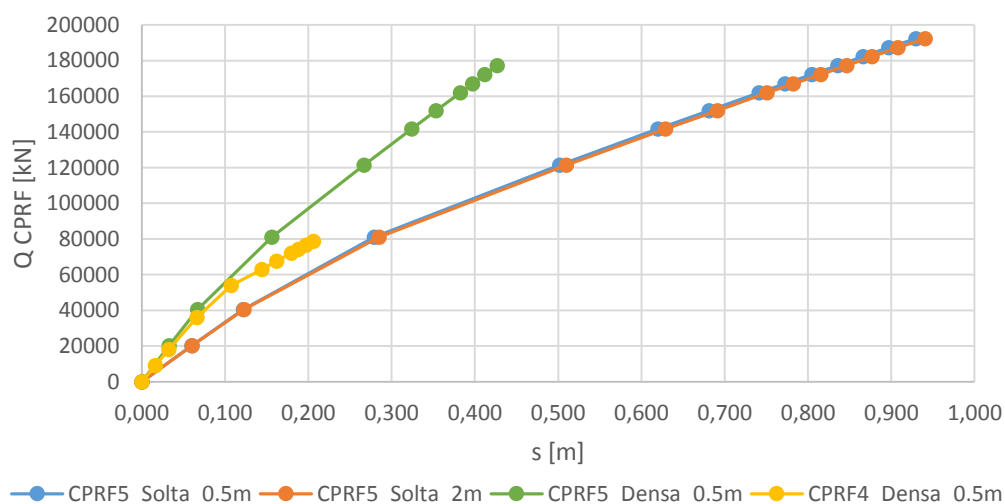


Figura 3.42 - Curvas carga-assentamento dos modelos CPRF 5

Na Figura 3.43 analisam-se as curvas carga-assentamento de uma estaca de cada tipo que integra o modelo CPRF 5 estacas, comparando as dos modelos instalados num solo arenoso solto ao comportamento da estaca quando analisada de forma isolada, no mesmo solo.

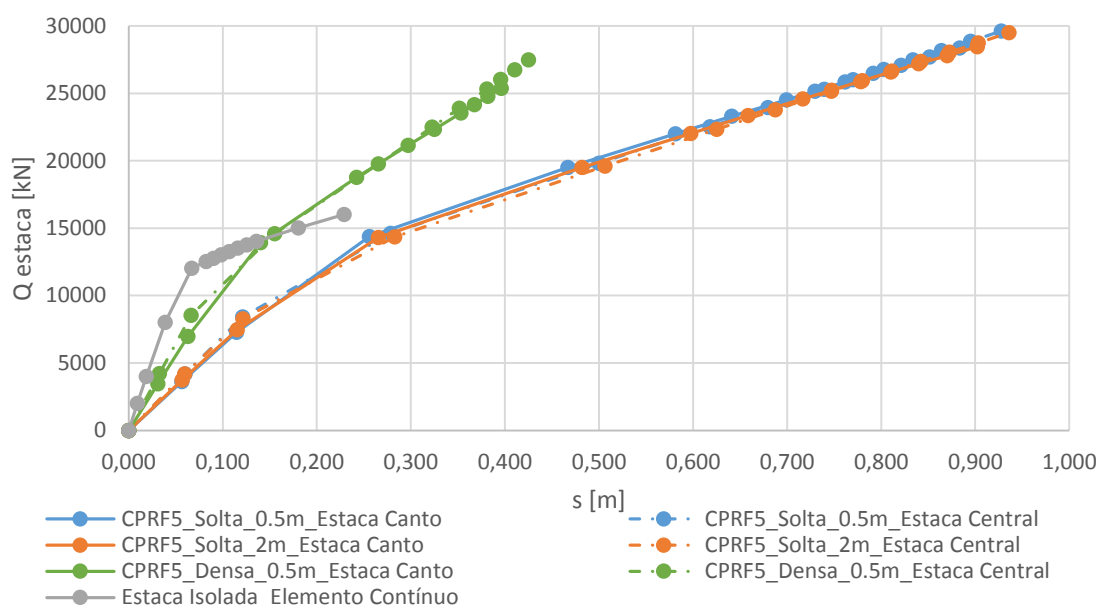


Figura 3.43 – Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo CPRF 5

Importa daqui reter que o comportamento carga-assentamento de cada estaca por si só, independentemente da sua posição, tem uma evolução bastante semelhante. Isto é o mesmo que dizer que a rigidez relativa de cada estaca não é afetada pela sua posição dentro do sistema global. É também observado que o ponto de inflexão na curva carga-assentamento de cada uma das estacas, correspondente à capacidade das mesmas em mobilizar atrito lateral, é verificado para níveis de carga próximos do que foi observado aquando da análise da estaca isolada.

Apesar do comportamento de cada estaca, no que concerne à sua rigidez, ser bastante semelhante, independentemente da posição no sistema CPRF por esta ocupada, pode observar-se na Figura 3.44 que numa fase inicial do carregamento, sensivelmente até esta atingir a sua capacidade máxima em mobilizar atrito lateral, a estaca central recebe uma maior carga quando comparada à estaca de canto. Tal é justificável pelo facto de, como facilmente se pode perceber através da planta do modelo (Figura 3.41) a estaca central irá ter uma maior área de influência a seu cargo do que as estacas de canto. Ora, estando a ser aplicado um carregamento uniformemente distribuído, e tendo a estaca central uma maior área de influência é normal que receba maior carga do que as estacas que tem uma menor área de influência, as de canto.

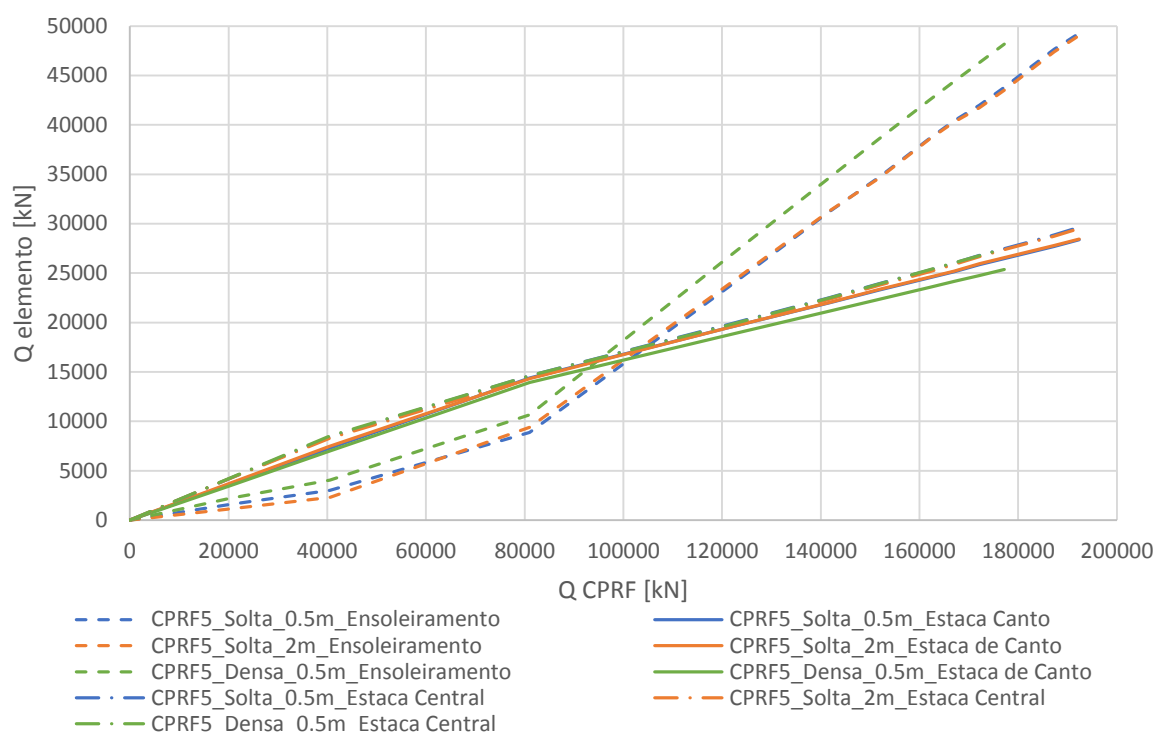


Figura 3.44 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF 5)

Outra observação a fazer é que, só após as estacas, atingirem a sua capacidade de carga no que concerne à mobilização de atrito lateral é que o ensoleiramento começa a transmitir diretamente ao solo uma parcela de carga mais significativa, chegando ao ponto em que ultrapassa as estacas.

Ao olhar para a distribuição de assentamentos diferenciais conclui-se, de forma semelhante ao modelo CPRF 4 estacas, que no caso de um ensoleiramento menos espesso, a deformada do mesmo é fortemente condicionada pelas estacas, registando-se maiores assentamento na zona central da laje onde se encontra a estaca que é mais fortemente carregada. Aquando da presença de um solo mais denso a distribuição de assentamentos diferenciais mantém-se embora o seu valor diminua bastante. Ao fazer aumentar a espessura do ensoleiramento, embora se mantenham os maiores assentamentos na zona central do ensoleiramento, a sua distribuição já se constata mais uniforme diminuindo progressivamente do seu ponto central para os extremos.

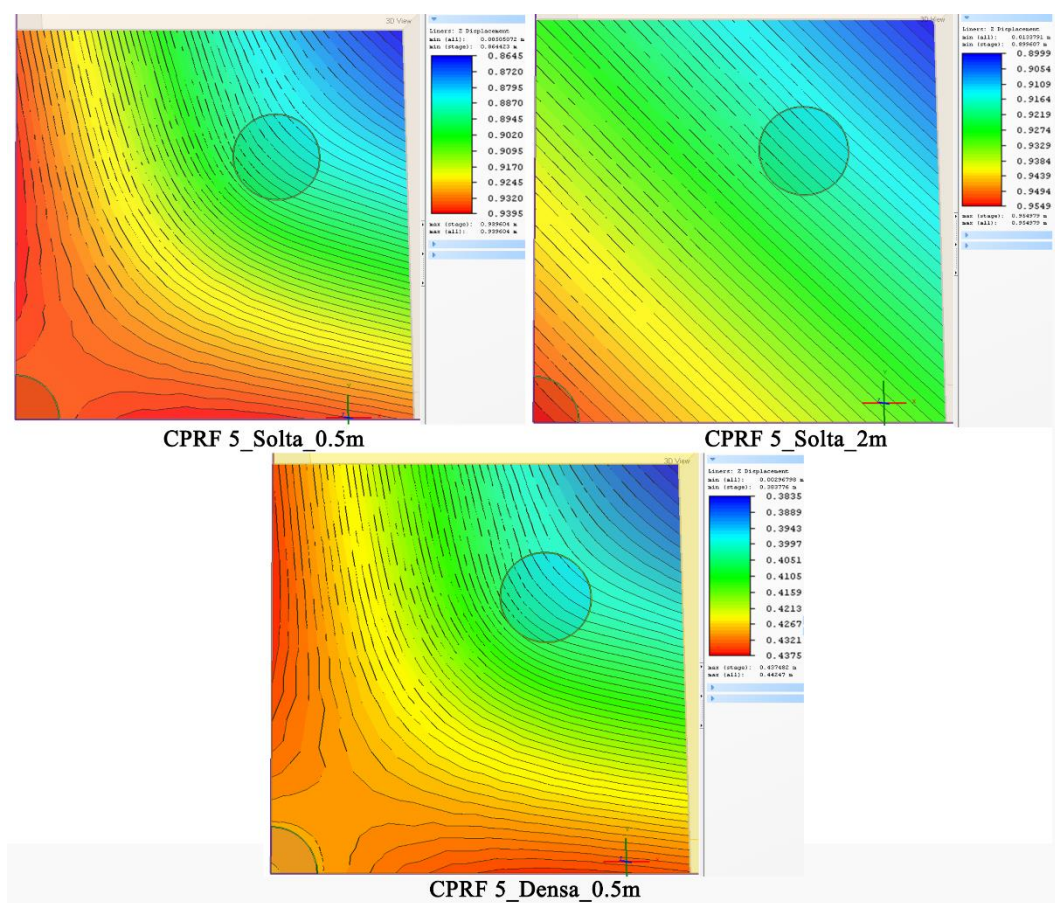


Figura 3.45 - Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF 5

Neste modelo foi feita uma comparação adicional entre os resultados da curva carga assentamento do modelo “CPRF5_Solta_0.5m” e o respetivo modelo trilinear de Poulos & Davis (1980) - Figura 3.46. De referir, desde já, que para a elaboração do modelo trilinear foi considerado, tanto para o grupo de estacas como para o ensoleiramento, um comportamento linear elástico.

A capacidade de carga do ensoleiramento foi calculada através das expressões 19 e 20 típicas para fundações superficiais em condições drenadas.

$$q_{ult} = c'N_c[s_c i_c d_c f_c] + q'N_q[s_q i_q d_q f_q] + 0.5B\gamma N_\gamma[s_\gamma i_\gamma d_\gamma f_\gamma] \quad (22)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} * A \quad (23)$$

Os assentamentos do ensoleiramento foram também calculados através de equações características para fundações superficiais em condições drenadas:

$$\Delta h_i = q_0 B \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \quad (24)$$

Somando a capacidade de carga de cada uma das cinco estacas integrantes do grupo, já calculada anteriormente, obteve-se a capacidade de carga do grupo. Para calcular os seus assentamentos seguiu-se o método proposto por Randolph (1994), ou seja, considerou-se uma fundação superficial de dimensões equivalentes às do grupo de estacas a 20m de profundidade ($2/3$ do comprimento das estacas). Assim sendo calcularam-se os assentamentos recorrendo, uma vez mais, à equação 24.

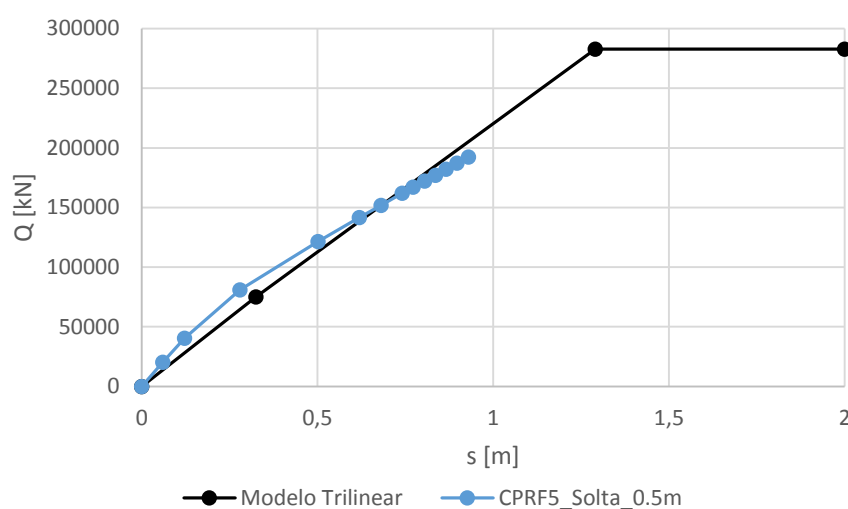


Figura 3.46 - Comparação com modelo trilinear

Ao analisar a Figura 3.46 há que ter presentes diversos aspetos: o resultado do modelo trilinear resulta da soma aritmética dos dois elementos de fundação distintos, não contando com qualquer coeficiente de interação presente no sistema CPRF; o grupo de estacas apresenta uma rigidez semelhante à do ensoleiramento dada a forma, também semelhante, de como foram calculados os assentamentos para ambos os elementos de fundação e dado o facto de o módulo de deformabilidade do solo ser constante em profundidade; a resposta tensão *versus* deformação de cada um dos elementos de fundação, assumindo um comportamento linear elástico para os mesmos, não tem em conta qualquer plastificação do solo adjacente. Assim sendo, conclui-se que o modelo trilinear aplicado nas condições descritas fica um pouco distante do comportamento real da fundação CPRF.

3.5 Modelo CPRF de 9 estacas

Nesta última análise, um modelo CPRF de 9 estacas, dado que, em relação ao modelo de 5 estacas, apenas se acrescentaram as estacas periféricas as dimensões do ensoleiramento mantiveram-se constantes - Figura 3.47. De igual modo foi também modelada apenas a parcela do sistema apresentada a sombreado.

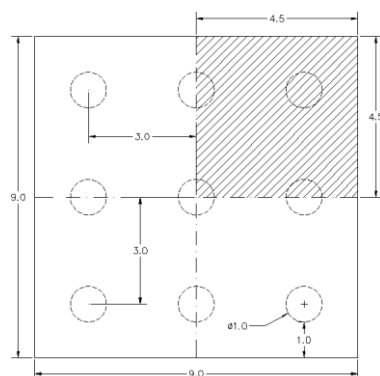


Figura 3.47 - Planta do modelo CPRF 9

Assim sendo, dado estar a ser aplicada uma carga uniformemente distribuída no ensoleiramento os padrões de carga mantêm-se os mesmos da secção anterior.

Quadro 3.6 - Carga aplicada ao ensoleiramento (CPRF 9)

CPRF 9 Estacas		
Fase	Carga [kPa]	Carga [kN]
Estado Tensão Inicial		
Instalação CPRF	0	0
1ª Fase Carregamento	250	20250
2ª Fase Carregamento	500	40500
3ª Fase Carregamento	1000	81000
4ª Fase Carregamento	1500	121500
5ª Fase Carregamento	1750	141750
6ª Fase Carregamento	1875	151875
7ª Fase Carregamento	2000	162000
8ª Fase Carregamento	2063	167063
9ª Fase Carregamento	2125	172125
10ª Fase Carregamento	2188	177188
11ª Fase Carregamento	2250	182250
12ª Fase Carregamento	2313	187313
13ª Fase Carregamento	2375	192375

Com o intuito de avaliar o comportamento deste sistema CPRF de 9 estacas nos aspetos já focados foram efetuadas parametrizações em tudo semelhantes às das duas secções anteriores, nomeando-as de “CPRF 9_Solta_0.5m”, “CPRF 9_Solta_2m” e “CPRF 9_Densa_0.5m”.

3.5.1 Análise de resultados

Focando a atenção no comportamento carga-assentamento do sistema CPRF 9 estacas (Figura 3.48) pode-se constatar um comportamento do sistema em geral muito mais rígido, na presença de um solo arenoso denso. Nos modelos instalados num solo arenoso solto, por razões que não possível apurar, o cálculo numérico divergia para níveis de carga bastantes mais reduzidos, sendo no entanto notório que as suas curvas, de acordo com os modelos anteriormente analisados, iam ser bastante semelhantes representando também uma menor rigidez destes sistemas CPRF 9 estacas. Comprava-se, novamente, que a presença de um maior número de estacas no sistema traduz ao mesmo um comportamento mais rígido, conforme se demonstra através do exemplo do modelo CPRF 5 estacas instalado numa areia densa.

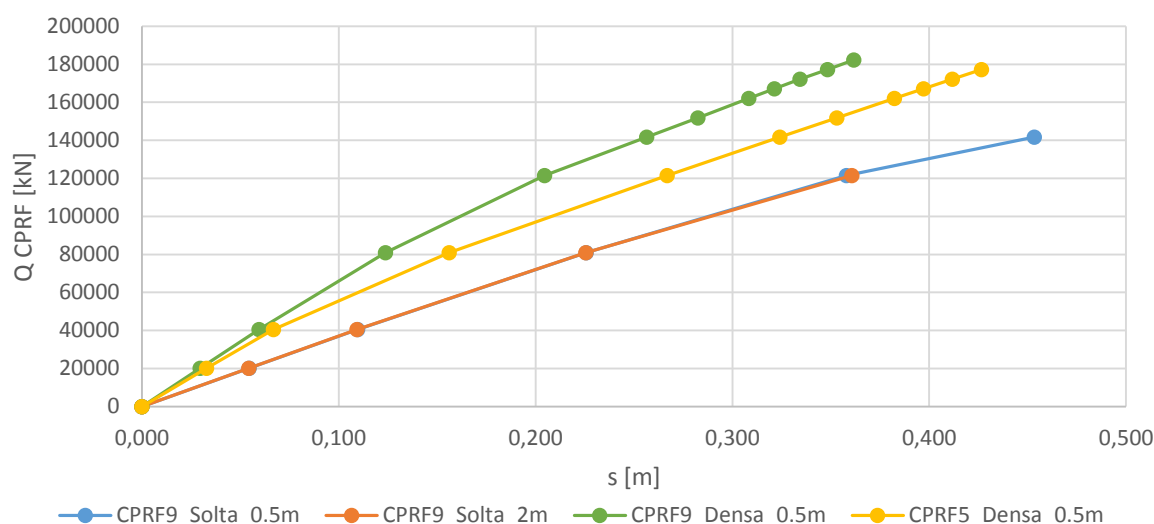


Figura 3.48 - Curvas carga-assentamento dos modelos CPRF 9

Apresentam-se na Figura 3.49 as curvas carga-assentamento de cada uma das estacas integrantes no modelo CPRF 9 estacas, nas diversas análises paramétricas realizadas. Adicionalmente é feita uma comparação ao modelo de estaca isolada no caso dos modelos alojados no mesmo tipo de solo.

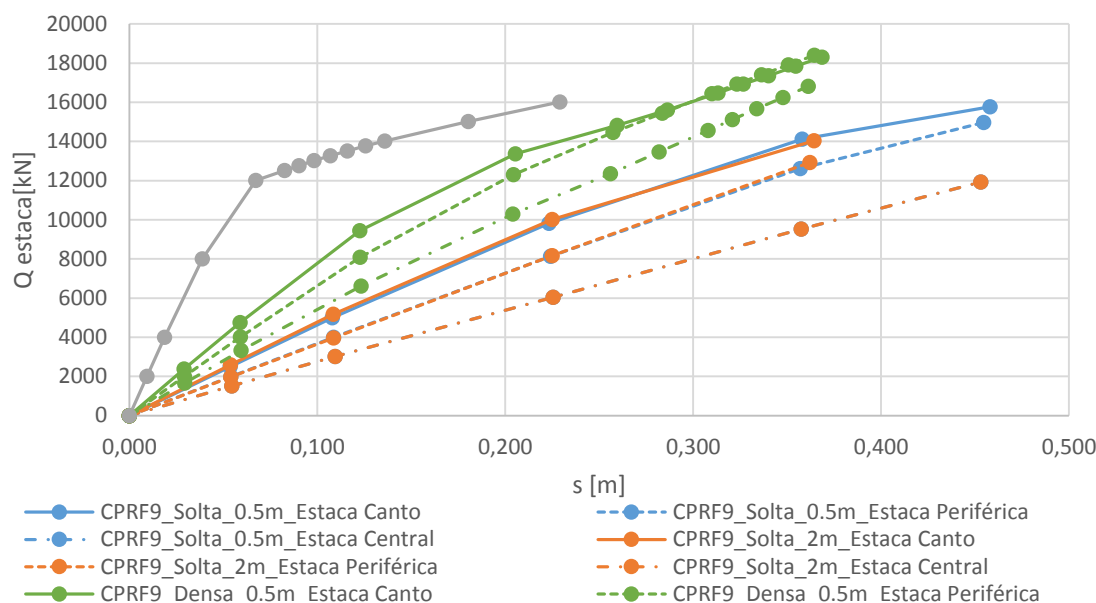


Figura 3.49 – Curvas carga-assentamento de uma estaca isolada vs estaca do modelo CPRF 9

É notório que o aumento da espessura do ensoleiramento, mantendo as mesmas características geotécnicas do solo, em nada altera o comportamento das estacas integrantes do sistema. Por sua vez, a alteração para um solo arenoso denso, traduz também às estacas um comportamento mais rígido, suportando estas maiores cargas com menores assentamentos associados. Pode ainda constatar-se que as estacas, consoante a sua posição no sistema global, assumem comportamentos tensão *versus* deformação distintos.

Aquando a comparação com o comportamento da estaca isolada – solo arenoso solto – pode, de acordo com o estudo de Burland (1995), comprovar-se uma diminuição de rigidez na estaca quando associada ao maciço de encabeçamento.

Fazendo uma análise conjunta à Figura 3.49 e à Figura 3.50 e estando ciente que a área de influência afeta a cada estaca é sempre constante, é concluído que a estaca de canto é a que suporta, até atingir o seu limite, uma maior parcela de carga do sistema pois é a que apresenta um comportamento mais rígido. Seguidamente e pelas mesmas razões vem a estaca periférica e por fim a estaca central.

No que concerne à análise de uma estaca de canto nas respetivas análises, conclui-se que, no modelo em que se conseguiu atingir maiores níveis de carga – solo arenoso denso – após esta atingir o seu limite de mobilização de atrito lateral a curva carga-assentamento desta é condicionada pelo comportamento do modelo global. Por outras palavras, após esta fase a curva continua com um aspeto linear, visto que as restantes estacas ainda não atingiram o seu limite e estão a condicionar o comportamento de todo o modelo CPRF. Nos modelos instalados num

solo arenoso solto, apesar da insuficiência de resultados, pode arriscar-se concluir que a capacidade das estacas de canto, no que concerne à mobilização de atrito lateral, irá acontecer para valores de carga bastante semelhantes aos observados no modelo de estaca isolada.

Mais uma vez, na estaca periférica, ao ser atingido o limite da mesma para mobilizar atrito lateral ao longo do seu fuste o seu comportamento tensão *versus* deformação continua a evoluir de forma bastante linear estando esta ainda a ser condicionada pelo comportamento do sistema CPRF em geral. Nos modelos instalados num solo arenoso solto, dados os motivos já referenciados, não chegam a ser atingidos níveis de carga que levem à mobilização da capacidade total de atrito lateral de uma estaca periférica.

A estaca central do presente modelo parece, em nenhuma das análises paramétricas efetuadas, chegar a atingir o seu limite de mobilização de atrito lateral. Tal facto pode justificar o comportamento mais rígido do sistema global, ou seja, há sempre uma estaca ainda capaz de mobilizar atrito lateral o que vai transmitir uma maior rigidez ao sistema CPRF 9 estacas, também já ajudado por, como já foi referenciado, ser o modelo analisado com maior número de estacas.

Na distribuição de carga pelos elementos constituintes (Figura 3.50), no que respeita aos modelos alojados num solo arenoso solto pode-se afirmar que o comportamento de todos os elementos de fundação (estaca central, estaca periférica, estaca de canto e ensoleiramento) são bastante semelhantes nas duas parametrizações à exceção da estaca central que, no modelo de ensoleiramento menos rígido, maiores níveis de carga. Apesar de ainda numa fase inicial, dada a insuficiência de dados nestas parametrizações, já se denota um comportamento a tender para um equilíbrio de carga a suportar pelos elementos de fundação.

No que concerne ao modelo CPRF 9 estacas alojado num solo arenoso denso pode então denotar-se a tendência de, após mobilizarem todo o seu atrito lateral, as estacas virem a suportar todas cargas bastantes semelhantes, sendo já nessa fase, também bastante próximas da carga absorvida diretamente pelo contacto do ensoleiramento com o solo. Nas estacas central e periférica não é visível tal efeito por, mais uma vez por questões relacionadas com o cálculo numérico, não se ter conseguido atingir patamares de carga suficientes para que esta atingisse o seu limite de mobilização de atrito lateral.

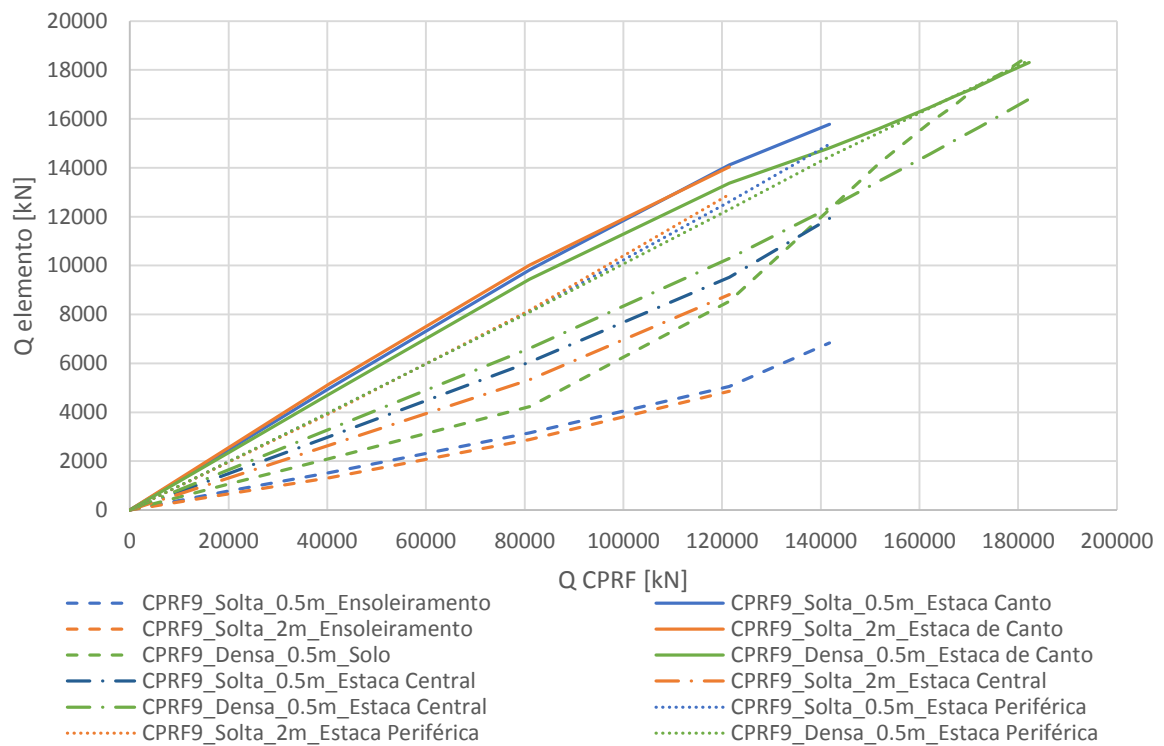


Figura 3.50 - Distribuição de cargas aos elementos de fundação (CPRF 9)

Ao analisar a distribuição de assentamentos ao longo da laje de ensoleiramento - Figura 3.51 – conclui-se uma vez mais que a espessura do ensoleiramento é preponderante a uma distribuição mais regular. Independentemente disso as estacas mais carregadas são onde se registam sempre os maiores assentamentos, sendo minimizado, na análise paramétrica com o ensoleiramento mais espesso a flexão do ensoleiramento na zona entre as mesmas. Na presença de um solo arenoso denso os assentamentos, quer globais quer diferenciais, registam uma clara diminuição.

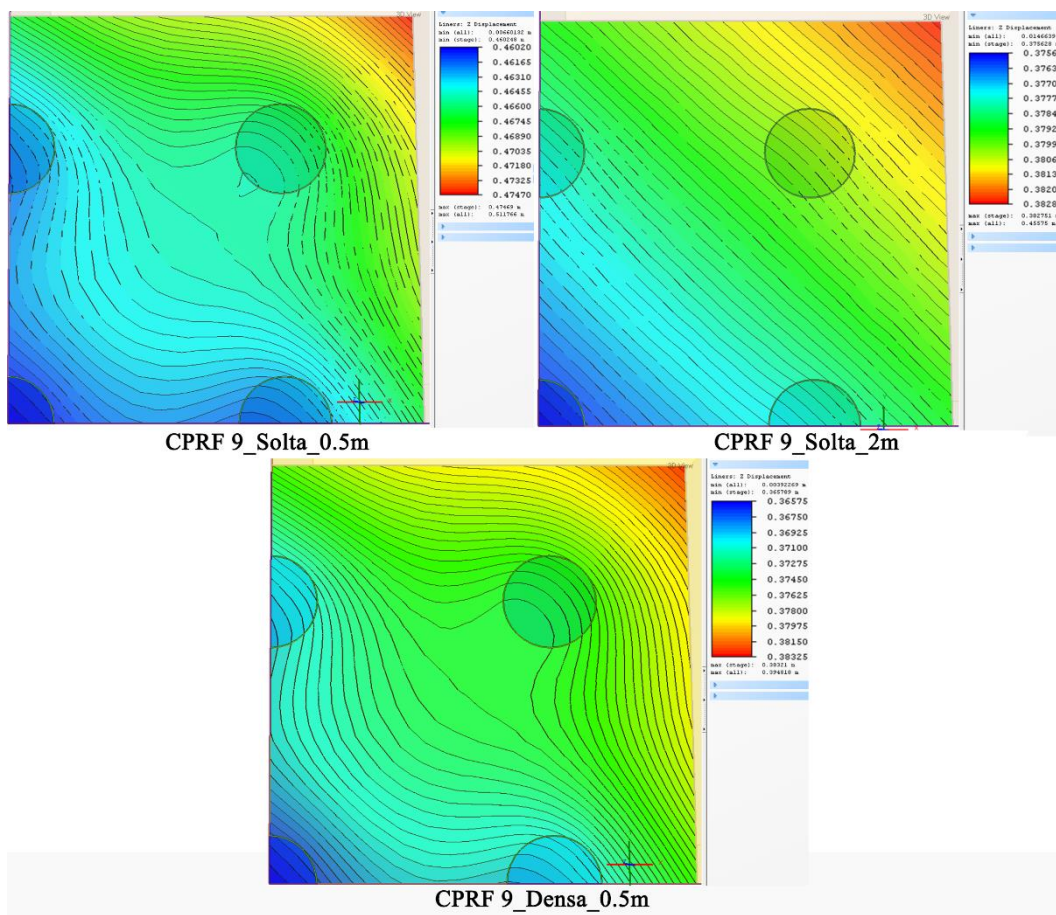


Figura 3.51 - Distribuição de assentamentos no ensoleiramento [m] – CPRF 9

4 CONCLUSÕES

Todo o trabalho desenvolvido ao longo da presente dissertação permitiu chegar às seguintes conclusões:

1. Como já havia sido estudado por diversos autores, Sales (2000) e Pontes (2013) por exemplo, todos os mecanismos de interação presentes no sistema global vão ter forte influência na distribuição de rigidezes relativas dos elementos integrantes do sistema, condicionando assim a distribuição de carga aos seus elementos de fundação que, por sua vez irão condicionar a curva carga-assentamento do sistema global. A modelação tridimensional, recorrendo a programas de elementos finitos, permite obter uma resposta fidedigna do comportamento do sistema CPRF, pois só assim é possível integrar todos as condicionantes do sistema global no projeto.
2. O teste realizado à modelação de uma estaca isolada permitiu concluir que, dada a melhor eficiência na transmissão de tensões estaca-solo, a opção de modelar a estaca com elementos de contínuo é, por agora, a melhor opção a tomar na modelação com o RS3.
3. No modelo unitário CPRF observou-se a clara influência do maciço de encabeçamento, em ambas as opções de modelação do ensoleiramento, na maior mobilização de atrito lateral na zona superior do fuste da estaca, devido ao maior confinamento do solo nesta zona, indo ao encontro ao concluído por Phung (2010). Ambas as opções apresentam um comportamento semelhante, revelando-se apenas uma maior rigidez do ensoleiramento quando modelado como elemento casca.
4. Das diversas análises paramétricas aos modelos CPRF de 4, 5 e 9 estacas conclui-se que a alteração da espessura da laje de ensoleiramento é preponderante na distribuição de assentamentos diferenciais ao longo da mesma.
5. Ao efetuar alterações nas propriedades do solo arenoso, considerando-o uma areia densa, verificou-se uma alteração nas rigidezes relativas dentro do sistema CPRF alterando assim a distribuição de cargas entre os elementos constituintes deste tipo de fundação.

6. Em todos os modelos CPRF e de acordo com o estudado por Burland (1995), se regista uma diminuição da rigidez das estacas pertencentes ao CPRF quando comparada com uma estaca isolada. De salientar também que, com o aumento do número de estacas, se regista, em todos os casos, um aumento na rigidez da reposta do sistema global.
7. No modelo CPRF 5, dada a diferença entre as áreas de influência afetas a cada estaca, estas, apesar de apresentarem um comportamento tensão-deformação semelhante qualquer que seja a sua posição no sistema global, absorvem percentagens de carga diferentes, até à sua capacidade máxima, sendo a estaca central mais solicitada do que as de canto.
8. Por sua vez no modelo CPRF 9 estacas, sendo a área de influência de cada estaca constante, comportam-se de forma diferente, no que concerne à sua rigidez, justificando assim uma diferente absorção de percentagens de carga consoante a sua posição no sistema global. Neste caso são as estacas de canto as mais solicitadas, seguidas das periféricas e, por último, a estaca central.

Tendo em conta os objetivos inicialmente traçados para a presente dissertação pode afirmar-se que, nos modelos de ensoleiramentos sobre estacas estudados, se alcançaram resultados aceitáveis. No entanto, dados todos os contratemplos que foram surgindo ao longo do trabalho, não é razoável afirmar uma total fiabilidade do *software*, para modelos CPRF em geral. Recomenda-se um estudo mais aprofundado de análise às malhas de elementos finitos geradas, bem como à modelação da estaca enquanto elementos de viga. De modo a, após estes estudos, testar a modelação de um sistema CPRF, seria conveniente modelar um caso real de que já se detenham os resultados monitorizados em obra para assim poder testar este programa com bases mais sólidas. No que respeita às análises paramétricas realizadas pode dizer-se que foi alcançado o objetivo das mesmas com sucesso, uma vez que as alterações inerentes às mesmas (espaçamento entre estacas, espessura da laje de ensoleiramento e parâmetros geotécnicos do solo), resultaram, de acordo com o que seria expectável, uma variação no comportamento global do sistema, advinda da consequente diversificação dos mecanismos de interação estudados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akinmunsuru, J. (1973). “The Influence of a Pile Cap on a Bearing Capacity of Piles in Sand”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Zaria.
- Bezerra, J. E. (2003). “Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações”. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- Bowles, J. E. (1997). “Foundation Analysis and Design (Fifth Edition)”. McGraw-Hill Companies, Inc., Illinois.
- Burland, J. B. (1995). “Piles as Settlement Reducers”. Proceedings of the 14th Italian National Conference on Soil Mechanics, Pavia.
- Burland, J. B., Broms, B. B., & De Mello, V. B. (1977). “Behaviour of Foundation and Structures”. Proceedings of the 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 495-546.
- Cordeiro, A. F. B., (2007). “Avaliação Numérica de Reforço de Grupo de Estacas pela Introdução de Estacas Adicionais”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- Cunha, R. P., Bezerra, J. E., Zhang, H. H., (2006). “Influência da Rigidez Relativa Estaca/Solo (KPS) em Grupo de Estacas Convencionais e tipo “Radier Estaqueado” Carregados Vertical ou Horizontalmente”. Proceedings of the 13th Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, Vol. 2, pp. 793-798.
- Cunha, R. P., Poulos, H. G., & Small, J. C. (2001). “Investigation of Design Alternatives for a Piled Raft Case History”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, n° 127, pp. 635-641
- Décourt, Luciano (1994). “A Practical Application of the Theory of Piled-Raft Foundations. The T-Pile”. Proceedings of the 10th Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 311-316.
- Hain, S. J., & Lee, I. K. (1978). “The Analysis of Flexible Raft-Pile Systems”. Geotechnique, Vol. 28, Issue 1, pp. 65-83.
- ISSMGE (2012). “International CPRF Guideline”. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

-
- Janda, T., Cunha, R. P., Kuklík, P., Anjos, G.M. (2009). “Three Dimensional Finite Element Analysis and Back-Analysis of CFA Standard Pile Groups and Piled Raft Founded on Tropical Soil”. *Soils and Rocks*, Vol. 32, Issue 1, pp. 3 -18.
- Katzenbach, R., Arslan, U., & Moorman, C. (2000). “Piled Raft Foundation Projects in Germany”. In J. A. Hemsley, *Design Application of Raft Foundations*, Thomas Telford, pp. 323-392.
- Katzenbach, R., Bachman, G., Gutberlet, C., Ramm, H. (2004). “The Combined Pile Raft Foundation – A Cost Optimised Foundation Technique with Multiple Additional Functionalities”. *Proceedings of the Conference Building for a European future: strategies and alliances for construction innovation*, Maastricht, ECCREDI, Brussels, 1 : 333- 360.
- Kishida, H., & Meyerhof, G. (1965). *Bearing Capacity of Pile Groups Under Eccentric Loads in Sand*. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Toronto, Vol. 2, pp. 270-274.
- Kulhawy F.H., Trautmann C.H., Beech J.F., O’Rourke T.D., McGuire W., Wood W.A., Capano C. (1983). “Transmission line structure foundations for uplift-compression loading”. Report EL- 2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- Kuwabara, F. (1989). “An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil”. *Soils and Foundations*, Vol. 29, Issue 1, pp. 82-92.
- Liu, J. L., Yuan, Z. L., & Zhang, K. P. (1985). “Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups”. *Proceedings of the 11th ICSMFE*, San Francisco, Vol. 4, pp. 1433-1436.
- Mandolini, A. (2003). “Design of Pile Raft Foundations: Practice and Development”. *6th International Seminar on Bored and Auger Piles*, Bélgica, pp. 59-82.
- Mandolini, A., Russo, G., & Viggiani, C. (2005). “Pile Foundations: Experimental Investigations, Analysis and Design”. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Vol. 1, pp. 177-213.
- Phung, D. L. (1993). “Footings with Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil”. Tese Doutorado, Dep. Of Geotechnical Eng. Chalmers, University of Technology, Gotemburgo, Suécia.
- Phung, D. L. (2010). “Piled Raft – A Cost Effective Foundation Method for High-Rises”. *Geotechnical Engineering Journal of The SEAGS & AGSSEA*, Vol. 41, Issue 3, pp. 1-12.
- Pontes, V. (2013). “Análise do comportamento de ensoleiramento sobre estacas”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980). “Pile Foundatin Analysis and Design”. John Wiley & Sons, New York, United States of America.
-

-
- Poulos, H. G. (1968). "The Influence of a Rigid Cap on the Settlement Behavior of an Axially Loaded Pile". *Civ. Eng. Trans. Inst. Engrs.*, Austrália, pp. 106-208.
- Poulos, H. G. (1989). "Pile Behaviour - Theory and Application". *Géotechnique*, Vol. 39, Issue 3, pp. 365-415.
- Poulos, H. G. (1993). "Settlement prediction for bored pile groups". *Proceedings of the 2nd International Seminar on Deep Foudations*, Ghent, pp 103-117.
- Poulos, H. G. (2000). "Practical Design Procedures for Piled Raft Foundations". In J. A. Hemsley, *Design Application of Raft Foundations*, Thomas Telford, pp. 425-467.
- Poulos, H. G. (2001). "Methods of Analysis of Piled Raft Foundations". A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Randolph, M. F. (1994). "Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts". *Proceedings of the 13th ICSMFE*, New Delhi, Índia, pp. 61-82.
- Randolph, M. F., & Wroth, C. P. (1978). "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles". *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 104 (12), pp. 1465-1488.
- Rocscience@ (2013). <http://www.rocscience.com/help/RS3/webhelp/RS3.htm>. "Piles and forepoles". (página internet oficial)
- Sales, M. M. (2000). "Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas". Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.
- Soares, W. C. (2011). "Radier Estaqueado com Estacas Hollow Auger em Solo Arenoso". Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.
- Sommer, H., Tamaro, G., & DeBenedittis, C., (1991). "Messeturm, foundations for the tallest building in europe". *Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stresa, Italy, 7-12 April 1991. Balkema, Rotterdam
- Souza, R. S. (2010). "Análise dos Fatores de Interação entre Estacas em Radier Estaqueado: Comparação entre duas Ferramentas Numéricas". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.