



# Pavimentos Têrreos Industriais Submetidos a Cargas Elevadas

**RICARDO MANUEL PINTO RIBEIRO**

novembro de 2016

# **PAVIMENTOS TÉRREOS INDUSTRIAIS SUBMETIDOS A CARGAS ELEVADAS: PROJETO E EXECUÇÃO**

RICARDO MANUEL PINTO RIBEIRO

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello

**NOVEMBRO DE 2016**



*“Enquanto não alcances  
Não descanses  
De nenhum fruto queiras só metade.”  
[Miguel Torga], in Sísifo*



# ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	i
Resumo.....	iii
Abstract .....	v
Agradecimentos .....	vii
Índice de Texto .....	ix
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
Abreviaturas .....	xix
1 Introdução.....	1
2 Estado da Arte.....	7
3 Regulamentação Sobre Pavimentos Têrreos Industriais .....	27
4 O documento técnico TR 34 – Industrial Concrete Ground Floors .....	37
5 Caso de Estudo .....	113
6 Considerações finais.....	141
Referências Bibliográficas .....	143
Anexo.....	147



## RESUMO

Com vista à conclusão do curso e à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, ramo de Estruturas, o presente relatório de estágio pretende abordar o dimensionamento de pavimentos térreos industriais, recorrendo a documentos nacionais, sempre que possível e a documentos internacionais, com vista a colmatar falhas existentes no quadro normativo português.

Em Portugal tem-se assistido a uma grande evolução de empresas dedicadas a um determinado tipo de construção, contudo nem sempre essa evolução é devidamente acompanhada pelos documentos técnicos e normativos nacionais. Os pavimentos térreos industriais são exemplo disso, na medida em que é necessário recorrer a documentos e a normas estrangeiros para realizar o dimensionamento e a execução deste tipo de obras.

Assim, serão referidas neste relatório normas estrangeiras, com elevada recorrência à norma inglesa TR – 34, a qual será a base a ter em conta para o dimensionamento de pavimentos térreos industriais. Aborda-se ainda um caso de estudo de dimensionamento de uma laje térrea.

**Palavras-chave:** Pavimento térreo industrial, laje térrea, TR – 34, pavimentos em betão, edifícios industriais, normas nacionais, normas estrangeiras.



## **ABSTRACT**

Under the Master degree in Civil Engineering – Structural area, this internship report aims to address the design of industrial ground floors, using national documents wherever possible and the international documents, with a view to bridge existing gaps in the Portuguese legal framework.

In Portugal we have witnessed a great development of companies dedicated to a particular type of construction, but not always this evolution is duly accompanied by the technical documents and national standards. Industrial ground floors are such that, insofar as is necessary to use foreign documents and standards to achieve the design and execution of such works.

Thus, references will be made to foreign standards, with high recurrence to the english standard TR - 34, which will be the basis to take into account for the design of industrial ground floors. It is intended in this study, the design of a ground floor slab, addressing the practical case.

**Keywords:** Industrial ground floor, ground floor slab, TR - 34, concrete floors, industrial buildings, national standards, foreign standards.



## **AGRADECIMENTOS**

Ao Engenheiro José Carlos de Almeida de Gouveia Lello, orientador e supervisor do presente relatório pela oportunidade de estagiar na sua empresa. Um agradecimento pelo desafio, incentivo e confiança demonstrada ao longo deste trabalho.

Ao Engenheiro José Filinto Castro Trigo pelo apoio e disponibilidade cedida.

Ao Núcleo de Estudos de Construção pela possibilidade de ocupar das suas instalações.

Ao Labcarga pela oportunidade de utilizar do seu programa de cálculo automático Phase 2.

Aos meus Pais, que sempre acreditaram no meu sucesso e me apoiaram ao longo de toda a minha vida, proporcionando todas as condições e oportunidades cruciais, o que sem eles não seria possível.

Aos meus amigos, Fábio Baptista, Ivo Castro, José Carvalho, Leandro Neves e Tiago Moreira por toda a amizade, companheirismo e vivências partilhadas ao longo deste percurso fantástico.

À Maria, por toda a motivação, todo o carinho e alento que me concedeu em toda esta etapa.



# ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento geral .....	1
1.2	Apresentação da empresa .....	1
1.3	Objetivos e organização do relatório.....	3
2	Estado da Arte.....	7
2.1	Contexto histórico.....	7
2.2	Evolução dos Pavimentos Térreos Industriais .....	9
2.3	Constituição dos Pavimentos Térreos Industriais.....	12
2.3.1	Solo .....	13
2.3.2	Sub-base .....	22
2.3.3	Membranas.....	23
2.3.4	Laje de betão armado.....	24
3	Regulamentação Sobre Pavimentos Térreos Industriais .....	27
3.1	Regulamentação Nacional Aplicável.....	27
3.1.1	Regulamentação direcionada para o estudo do terreno .....	27
3.1.2	Regulamentação direcionada para o dimensionamento .....	28
3.1.3	Regulamentação direcionada para os materiais .....	30
3.1.4	Regulamentação direcionada para a execução.....	32
3.2	Regulamentação e Documentos Técnicos Estrangeiros .....	33
3.2.1	As normas britânicas .....	33
3.2.2	Normas Europeias .....	35
4	O documento técnico TR 34 – Industrial Concrete Ground Floors .....	37

4.1	Introdução.....	37
4.2	Tipos de cargas.....	38
4.2.1	Uniformemente distribuídas .....	38
4.2.2	Linearmente distribuídas.....	39
4.2.3	Cargas pontuais .....	39
4.3	Equipamentos de transporte de materiais .....	42
4.3.1	ETM em operação no pavimento .....	42
4.3.2	ETM em operação em movimento livre ou em corredores abertos .....	43
4.3.3	ETM em operação em corredores muito estreitos.....	44
4.4	Regularidade da superfície.....	45
4.4.1	A importância de uma superfície regular .....	45
4.4.2	Termos e definições.....	45
4.4.3	Tipos de pavimentos: Movimento Livre e Movimento Restringido .....	46
4.4.4	Movimento livre .....	46
4.4.5	Movimento condicionado.....	46
4.4.6	Regularidade em áreas de movimento livre.....	48
4.4.7	Regularidade em áreas de movimento condicionado .....	50
4.5	Requisitos da superfície do pavimento.....	53
4.5.1	Resistência à abrasão.....	54
4.5.2	Resistência química .....	54
4.5.3	Cor e aparência .....	55
4.5.4	Fendilhação.....	55
4.5.5	Fissuração generalizada .....	56
4.5.6	Ondulação do pavimento .....	56
4.5.7	Delaminação .....	57
4.5.8	Resistência ao deslize .....	57
4.5.9	Agregados de superfície .....	59

4.5.10	Fibras de superfície.....	59
4.5.11	Acabamentos de superfície .....	59
4.6	Aspetos de Dimensionamento.....	59
4.6.1	Solos, sub-bases e membranas.....	60
4.6.2	Armadura de reforço .....	62
4.6.3	Juntas.....	68
4.6.4	Estado Limite Último e de Serviço das lajes .....	84
4.6.5	Teoria da linha de rotura .....	91
4.6.6	Capacidade de resistência ao momento .....	93
4.6.7	Equações para dimensionamento .....	94
4.6.8	Cálculo da transferência de carga .....	103
4.6.9	Punçoamento .....	105
4.6.10	Verificação para o Estado Limite de Serviço.....	108
5	Caso de Estudo.....	113
5.1	Introdução.....	113
5.2	Ensaio ao Terreno.....	114
5.2.1	Equipamentos e técnicas utilizadas.....	115
5.2.2	Resultados obtidos do estudo geotécnico .....	120
5.3	Modelação da laje.....	128
5.4	Dimensionamento da laje.....	132
6	Considerações finais.....	141
6.1	Conclusões .....	142
6.2	Desenvolvimentos Futuros .....	142



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Países de intervenção da empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda. ....	2
Figura 1.2 – Projetos de obras de arte .....	2
Figura 1.3 – Projetos de edifícios. a) LIDL Lisboa – Portugal (30 000 m <sup>2</sup> ). b) Brasília Centro Comercial (ampliação) Porto – Portugal. ....	3
Figura 2.4 – Pavimento primitivo em betão – Israel [7].....	7
Figura 2.5 – Reconstrução do que seria o primeiro abrigo realizado em betão [3].....	8
Figura 2.6 – À esquerda Panteão de Roma e à direita o aqueduto Pont du Gard [25].....	8
Figura 2.7 – Ponte de Trajano, Chaves [5].....	9
Figura 2.8 – Exemplo de um pavimento industrial na década de 20 [26].....	10
Figura 2.9 – Pormenor do pavimento de uma siderurgia americana em 1967 [6].....	10
Figura 2.10 – Exemplo de um sistema de armazenamento com prateleiras com uma altura considerável [27] .....	12
Figura 2.11 – Constituintes pavimento industrial [Adaptado 8] .....	13
Figura 2.12 – Ensaio SPT [28] .....	14
Figura 2.13 – Ensaio DP [29].....	18
Figura 2.14 – Equipamento para realização do ensaio CPT ou CPTU [12] .....	19
Figura 2.15 – Ensaio CBR realizado em laboratório [13] .....	20
Figura 2.16 – Esquema do ensaio CBR [13] .....	21
Figura 2.17 – Fator de conversão para diferentes dimensões de placas [Adaptado 14].....	22
Figura 2.18 – Exemplo de uma sub-base com equipamento de compactação [30] .....	23
Figura 2.19 – Exemplo de uma membrana [15] .....	23
Figura 3.20 – Sobrecargas em pavimentos devidas a armazenamento [Adaptado 19].....	29

Figura 3.21 – Dimensões dos empilhadores de acordo com as classes FL [Adaptado 19].....	29
Figura 3.22 – Cargas por eixo dos empilhadores [Adaptado 19] .....	29
Figura 4.23 - Pavimento com juntas serradas [31].....	43
Figura 4.24 – Exemplo da consequência de um desnivelamento no pavimento [14] .....	47
Figura 4.25 – Varões de aço para reforço de estruturas em betão armado [32].....	63
Figura 4.26 – Malhasol [33].....	64
Figura 4.27 – Fibras de aço [34].....	66
Figura 4.28 – Fibras sintéticas [35].....	67
Figura 4.29 – Exemplo de uma junta serrada num pavimento térreo [36].....	68
Figura 4.30 – Exemplo de uma junta moldada num pavimento térreo [37].....	69
Figura 4.31 – exemplo de conetores em gaiola num pavimento .....	70
Figura 4.32 – Coeficientes de expansão térica [Adaptado 14].....	81
Figura 4.33 – Valores de referência relativos a selantes.....	82
Figura 4.34 – Distribuição aproximada de momento flector para uma carga interna [Adaptado 14].....	89
Figura 4.35 – Desenvolvimento de fendas radiais e circulares numa laje de pavimento térreo interna [Adaptado 14].....	92
Figura 4.36 – Definição dos locais de carregamento [Adaptado 14] .....	95
Figura 4.37 – Cálculo da área de contacto equivalente para duas cargas pontuais adjacentes [Adaptado 14] .....	96
Figura 4.38 – Cargas pontuais em corredores muito estreitos [Adaptado 14].....	97
Figura 4.39 – Duas cargas pontuais [Adaptado 14].....	99
Figura 4.40 – Cargas pontuais em quadrado [Adaptado 14].....	100
Figura 4.41 – Representação do momento fletor [Adaptado 14] .....	101
Figura 4.42 – Padrões de carga uniformemente distribuída, $w$ , causadoras de momento máximo, tanto negativo, como positivo [Adaptado 14].....	102
Figura 4.43 – Áreas definidas de cargas uniformemente distribuídas [Adaptado 14].....	103
Figura 4.44 – Distribuição de tensões geralmente assumida nos ligadores [Adaptado 14] .....	104
Figura 4.45 – Deformada assumida nos ligadores [Adaptado 14] .....	104

Figura 4.46 – Perímetros críticos para punçoamento em cargas internas, de bordo ou de canto [Adaptado 14] .....	106
Figura 4.47 – Relação típica entre a carga e a deformada de uma laje térrea [Adaptado 14] .....	108
Figura 5.48 – Planta do edifício existente e do edifício a construir .....	113
Figura 5.49 – Planta da laje térrea do edifício a construir (a azul localizam-se as juntas de construção).....	114
Figura 5.50 – Disposição das estantes em planta .....	114
Figura 5.51 – Atlas Copco modelo Mustang A-32 .....	115
Figura 5.52 – Penetrómetro utilizado - Rolatec ML – 60A (DPSH).....	118
Figura 5.53 – Ensaio de carga em placa .....	119
Figura 5.54 – Gráfico relativo ao ensaio de carga realizado no terreno .....	120
Figura 5.55 – Diferentes camadas de solo com malha de elementos finitos.....	122
Figura 5.56 – Diferentes camadas da solução adotada.....	123
Figura 5.57 – Situação com a laje totalmente carregada.....	124
Figura 5.58 – Situação com alternância de sobrecarga.....	124
Figura 5.59 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 1 da imagem 5.49.....	125
Figura 5.60 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 2 da imagem 5.49.....	125
Figura 5.61 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 3 da imagem 5.49.....	125
Figura 5.62 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 4 da imagem 5.49.....	126
Figura 5.63 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 1 da imagem 5.50.....	127
Figura 5.64 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 2 da imagem 5.50.....	127
Figura 5.65 – Modelo da laje no Robot Structural Analysis .....	128
Figura 5.66 – Vista mais pormenorizada da laje .....	129
Figura 5.67 – Especificações relativas ao módulo de resistência do solo .....	130
Figura 5.68 – Ensaio de um painel de 1,00x1,00 m <sup>2</sup> com extensómetros para medir os valores de retracção .....	130
Figura 5.69 – Extensómetro colocado para medir a retracção do betão.....	131
Figura 5.70 – Introdução dos dados relativos ao esforço simulado pelos ligadores .....	131
Figura 5.71 – Disposição das cargas na laje.....	132

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.72 – Propriedades referentes ao betão.....	133
Figura 5.73 – Cálculo do Raio de Rigidez Relativa .....	133
Figura 5.74 – Valores dos momentos positivos e negativos .....	133
Figura 5.75 – Valores de cargas concentradas internas .....	134
Figura 5.76 – Cargas de bordo suportadas pela laje .....	134
Figura 5.77 – Valores relativos ao corte na laje .....	134
Figura 5.78 – Valor da capacidade da transferência de carga por ligador .....	135
Figura 5.79 – Capacidade resistente dos ligadores ao momento fletor.....	135
Figura 5.80 – Momentos em xx .....	135
Figura 5.81 – Momentos em yy .....	136
Figura 5.82 – Cálculo ao punçoamento .....	136
Figura 5.83 – Deslocamentos em xx.....	137
Figura 5.84 – Deslocamentos em yy.....	138
Figura 5.85 – Deslocamentos verticais.....	139
Figura 5.86 – Assentamento sofrido sob uma carga pontual de 70 kN .....	139

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação de solos correntes quanto à sua consistência [9].....	15
Tabela 2.2 – Fatores de correção devido ao comprimento das varas [10] .....	15
Tabela 2.3 – Fator corretivo relacionado com a tensão efetiva de recobrimento [ Adaptado 9] .....	16
Tabela 2.4 – Dimensões e massas para os diferentes tipos de penetrômetros [10] .....	17
Tabela 2.5 – Requisitos mecânicos e físicos expressos com valores característicos especificados [16] ...	25
Tabela 3.6 – Cargas mínimas a considerar em pavimento [Adaptado 22].....	34
Tabela 4.7 – Diferentes tipos de juntas executadas em pavimentos térreos industriais .....	42
Tabela 4.8 – Limites permitidos nas propriedades I, II e III [14] .....	51
Tabela 4.9 – Valores típicos do fator k em relação aos diferentes tipos de terreno [Adaptado 14] .....	62
Tabela 4.10 – Propriedades de resistência do betão [Adaptado 24] .....	87
Tabela 4.11 – Movimentos típicos e correspondentes movimentos que podem ocorrer [Adaptado 14]	110
Tabela 5.12 – Tabela resumo dos ensaios SPT .....	116
Tabela 5.13 – Resultados dos ensaios com penetrômetros dinâmicos super pesados .....	118
Tabela 5.14 – Tensões admissíveis nas diferentes camadas do solo .....	120



## **ABREVIATURAS**

ETM – Equipamentos de transporte de materiais

CME – Corredores muito estreitos



# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 ENQUADRAMENTO GERAL**

O presente documento é respeitante ao desenvolvimento do tema proposto pelo Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello para finalizar um ciclo de estudos realizados no Instituto Superior de Engenharia do Porto, servindo também para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas, realizado no âmbito da disciplina DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio).

Com a possibilidade de optar pela realização do desenvolvimento do tema em ambiente profissional, a primeira opção a tomar foi, exatamente, escolher este caminho com vista a ter um contacto mais próximo com as ferramentas de trabalho e a possibilidade de conhecer e participar no dia-a-dia de uma empresa, minimizando um possível choque que pudesse acontecer com o ingresso no mercado de trabalho sem este primeiro contacto.

O tema a abordar resultou da verificação das anomalias existentes nos pavimentos térreos das superfícies industriais que, por muitas vezes, condicionam a atividade de determinada empresa, não permitindo responder ao nível criado pela concorrência, acarretando, por diversas vezes, prejuízos para as indústrias.

## **1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA**

CCAD – Serviços de Engenharia, Lda., foi criada em 2005 resultante da vasta experiência acumulada, tanto como docente, como com a participação em diversas sociedades, por parte do Engenheiro José Lello, o que permitiu oferecer à empresa um elevado *know-how* na área da engenharia das estruturas. Prova disso é a elaboração de projetos, não só em território nacional, mas também para outros países como Espanha, Angola, Moçambique, Argélia, Macau e Ucrânia.

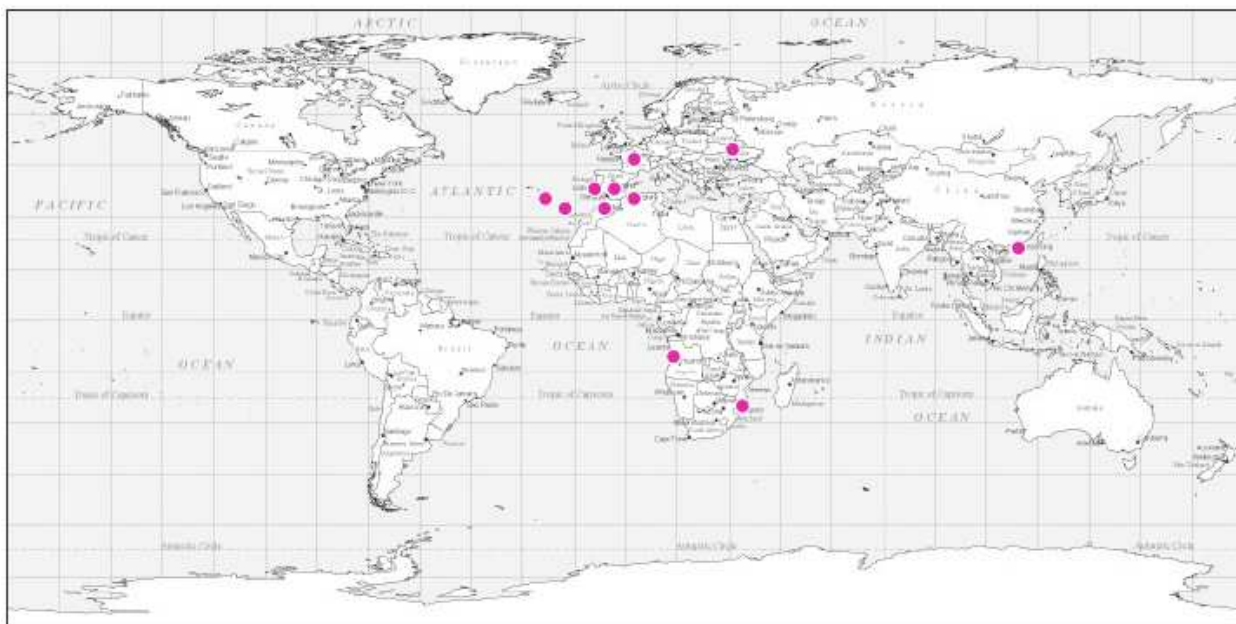


Figura 1.1 – Países de intervenção da empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda.

É de realçar que a empresa atua em todos os tipos de estruturas, tais como obras de arte, edifícios industriais, de comércio, de habitação, estações de tratamento de águas residuais, reabilitação e reforço de estruturas, peritagens e pareceres técnicos, entre outras.



Figura 1.2 – Projetos de obras de arte



a)

b)

Figura 1.3 – Projetos de edifícios. a) LIDL Lisboa – Portugal (30 000 m<sup>2</sup>). b) Brasília Centro Comercial (ampliação) Porto – Portugal.

Nesta empresa encontra-se em implementação um Sistema de Gestão da Qualidade de acordo com a NP EN ISO 9001, o que revela uma valorização pela melhoria contínua, eficácia e desempenho da empresa, regendo-se pelos valores da Inovação, Competência e Rigor na procura de soluções vantajosas para o cliente.

### 1.3 OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

O setor da construção civil tem uma grande influência na economia de um país, não só na construção de edifícios, mas principalmente nas infraestruturas que são a base de suporte das populações. Essas infraestruturas abrangem as vias de comunicação terrestres (rodoviárias e ferroviárias), aéreas e marítimas; as barragens e sistemas de irrigação; condutas, linhas de comunicação e transporte de energia, e por fim, o tema que dá vida a este documento, as obras de engenharia civil ligadas às instalações e às construções em zonas industriais.

Através da análise de dados estatísticos dos últimos anos, verifica-se um decréscimo da atividade deste setor em Portugal, muito devido à crise imobiliária, que forçou um abrandamento no investimento privado e principalmente no público. Toda esta conjuntura levou a uma quebra muito acentuada nos últimos anos, na medida em que, fazendo referência ao número de fogos concluídos entre 2002 e 2013 é possível constatar, sendo o ano 2000 o ano de referência (100%), a diminuição de 113.4% no ano 2002 para 22.9% em 2013. [1]

No entanto, apesar de corresponder a uma grande tranche da construção civil (cerca de 79.8% no ano 2008 de edifícios concluídos correspondem a habitação e com um decréscimo para 61.6% em 2014) as outras atividades, como a indústria, o comércio, a agricultura e a pesca foram ganhando terreno à

habitação, não significando necessariamente haver um crescimento de construção nesta área, mas por outro lado revela um não acompanhamento na quebra do setor imobiliário. [1]

Neste contexto, gera-se uma forte concorrência no cumprimento de prazos e minimização de custos por parte das empresas, obrigando as mesmas a corresponder à procura do mercado, exigindo métodos de produção cada vez mais precisos e capazes de garantir a continuidade da produção. Posto isto, torna-se claro que a necessidade de uma base sólida e estável onde operar é imprescindível para o contínuo desenvolvimento de técnicas de produção e conseqüentemente crescimento da economia.

De forma a corresponder às necessidades da indústria, cada vez mais empresas investem no sentido de providenciar serviços especializados no campo da engenharia civil aplicado à indústria e ao comércio, como é exemplo a conceção de pavimentos térreos. Esta área de atividade representa um desafio aos intervenientes, devido à dispersão dos diversos documentos de referência nacionais e internacionais, tais como normas, especificações técnicas e guias de boas práticas da arte, originando um maior esforço por parte dos projetistas no cumprimento dos requisitos estruturais e económicos, entre outros.

Estes problemas são reconhecidos dentro de toda a comunidade, onde a falta de legislação nacional para regulamentar este tipo de obra e o difícil acesso às normas existentes levam ao recurso a normas e a documentos técnicos estrangeiros para o correto dimensionamento e execução dos pavimentos industriais. Por este motivo este documento terá por base de utilização aquela que é generalizadamente aceite em território nacional e utilizada como ferramenta fiável no dimensionamento, conceção e execução de pavimentos industriais, *TR – 34 Concrete Industrial Ground Floors*.

O grande objetivo deste documento prende-se com a elaboração de um guia para projeto e execução de pavimentos industriais, considerando as especificações técnicas e requisitos do cliente, tendo em conta os custos associados, não excedendo o aceitável, mas ao mesmo tempo sem seguir o caminho pelo método mais barato. O relatório britânico, *TR – 34 Concrete Industrial Ground Floors*, faz referência ao conceito de “dar valor ao dinheiro”, explicando que o projetista deve atender os requisitos do cliente, garantindo o seu cumprimento sem atingir valores avultados na sua execução. É objetivo também uma breve comparação entre diferentes normas estrangeiras, identificando as principais diferenças entre estas. Será também aplicado o tema abordado ao dimensionamento de um pavimento submetido a cargas elevadas e com restritos requisitos de comportamento.

O documento encontra-se dividido em 6 capítulos, sendo a sua divisão e desenvolvimentos apresentados a seguir:

Capítulo 2 – Neste capítulo, é efetuado o estudo do Estado da Arte, onde se realiza uma abordagem aos pavimentos industriais executados em betão, com um enquadramento histórico dos pavimentos térreos e a evolução das técnicas da sua conceção, assim como dos seus constituintes.

Capítulo 3 – São identificadas as normas nacionais e estrangeiras envolvidas no processo de dimensionamento e execução de obras em betão armado e especificamente dentro dos pavimentos térreos industriais.

Capítulo 4 – São realizadas considerações gerais sobre o tema a abordar, apresentando os métodos de dimensionamento presentes na norma *TR 34 – Concrete Industrial Grounfloors* e tendo em conta os requisitos de operabilidade da atividade a desenvolver no pavimento.

Capítulo 5 – Será abordado o caso prático de dimensionamento de um pavimento térreo industrial de uma empresa localizada no concelho da Maia, onde serão aplicados os métodos abordados nos capítulos anteriores.

Capítulo 6 – Serão apresentadas as considerações finais, sintetizando os aspectos mais relevantes e apresentando desenvolvimentos futuros.



## 2 ESTADO DA ARTE

### 2.1 CONTEXTO HISTÓRICO

A evolução dos pavimentos térreos em betão está intrinsecamente relacionada com o uso de argamassas ao longo da história. Os vestígios mais recentes encontrados datam do ano 7000 a.C. e situam-se no sul da Galileia, Israel, como podemos ver na Figura 2.4. A sua constituição era baseada numa mistura à base de cal, produzida através da cozedura de pedra calcária para a produção de cal viva, que ao ser adicionada água e agregados formava uma espécie de betão muito primitivo. O pavimento referido possuía uma espessura variável que rondava os 80mm, encontrava-se bem compactado e colocado sobre uma base de argila arenosa. [2]



Figura 2.4 – Pavimento primitivo em betão – Israel [7]

Outro registo foi encontrado em LepenskiVin que data de 5600 a.C. e dá conhecimento de que os romanos transportavam materiais por longos quilómetros de distância, sendo o pavimento de betão simples encontrado a prova do seu uso. Também foram encontrados registos do mesmo período, numa região que atualmente pertence à Sérvia, junto ao rio Danúbio, referentes a um pavimento realizado por caçadores, com base numa mistura de calcário vermelho, areia, cascalho e água. [2]

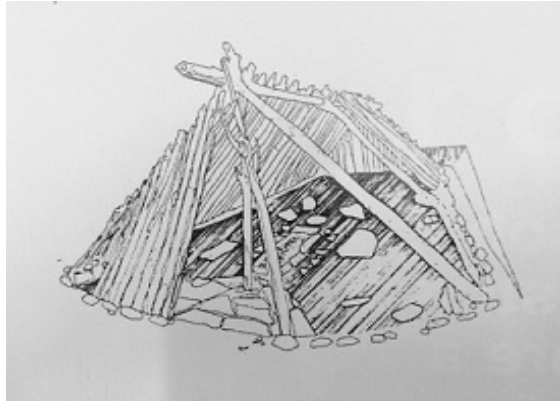


Figura 2.5 – Reconstrução do que seria o primeiro abrigo realizado em betão [3]

A primeira grande civilização em termos de construção, os Egípcios, não explorou o betão como material de construção, usando como pavimento a terra batida e compactada nas casas mais simples, dando uso a pavimento cerâmico ou blocos de pedra assentes na terra nas casas mais nobres, principalmente nas divisões mais húmidas da habitação.

O uso do betão surgiu mais tarde com o império Romano, que explorou as potencialidades deste material com mestria em várias obras, tais como templos, casas, pontes e aquedutos, muitas das quais ainda subsistem como exemplo do elevado nível atingido pelos construtores Romanos. Como exemplo é possível referir o Panteão de Roma, com uma cúpula cujo diâmetro atinge os 50 m, construída com betão de inertes leves e correspondendo ao ano de 127 d.C., o Aqueduto da Pont du Gard em Nimes, datado do ano de 150 d.C. no qual se utilizou o betão no canal de água e no interior do forro das cantarias. Constatase a grande evolução deste povo ao encontrar provas de tentativas em armar o betão com cabos de bronze com vista a oferecer uma maior resistência à tração das peças, tentativa essa falhada devido à grande diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre o metal usado e o betão, que levava à desagregação deste último quando submetido a aumentos de temperatura.



Figura 2.6 – À esquerda Panteão de Roma e à direita o aqueduto Pont du Gard [25]

Verifica-se então que a sua utilização até ao século XVIII é muito limitada, estando reduzida, quase exclusivamente, às fundações e ao interior de paredes de alvenaria, onde servia como enchimento e ligação entre panos.

Durante o século XIX surge o cimento Portland que, após desenvolvidas as primeiras técnicas de produção deste ligante, em Leeds, Inglaterra, no ano de 1824, gerou um enorme desenvolvimento na aplicação do betão nas construções e, conseqüentemente, das populações. Este processo de fabrico consiste em combinar porções bem definidas de calcário e argila, redução a pó, calcinação num forno, obtendo-se o clínquer e posterior moagem. Em Portugal, a industrialização do cimento apenas se iniciou em 1894 com a fábrica de cimento Tejo em Alhandra, que deu origem à Companhia de Cimentos Tejo, integrando agora o grupo Cimpor. [4]

É possível verificar algumas obras realizadas em Portugal antes do período de produção massiva de cimento, como é exemplo a Ponte do Trajano em Chaves, construída em pedra e betão no Século I d.C. e a Ponte de Vila Formosa na N369.



Figura 2.7 – Ponte de Trajano, Chaves [5]

## 2.2 EVOLUÇÃO DOS PAVIMENTOS TÉRREOS INDUSTRIAIS

Em finais do Século XVIII e com a Revolução Industrial a surgir em Inglaterra, emerge a necessidade de melhores condições onde laborar, tanto para os trabalhadores, como para suportar as máquinas. As primeiras indústrias a aparecer, como o caso da indústria têxtil, não apresentavam requisitos de grande importância ao nível dos pavimentos, sendo estes realizados em terra batida, mosaicos cerâmicos ou mesmo em madeira, como é demonstrado na Figura 2.8. Contudo, com a rápida evolução que se verificou,

os requisitos foram aumentando, sendo necessário encontrar forma de suportar indústrias como siderurgias e as metalomecânicas, onde havia necessidade de implantação de equipamentos com características funcionais específicas como resistência à abrasão e resistência mecânica. O tipo de pavimento utilizado até então não era mais suficiente e passou a ser substituído por betonilhas pobres e mais tarde por massames de cimento em finais do Século XIX.



Figura 2.8 – Exemplo de um pavimento industrial na década de 20 [26]

No início do Século XX os pavimentos eram constituídos por lajes de betão simples ou betonilha com espessuras consideráveis e acabamentos bem executados, contudo com pouca durabilidade devido à sua deterioração e aos materiais usados na sua conceção.

Até meados do Século XX os pavimentos utilizados pelas indústrias proporcionavam uma plataforma económica para a realização de trabalhos pesados, quer em fábricas, oficinas ou armazéns. No entanto, o pós-Guerra (fim da 2ª Guerra Mundial) tornou as instalações incapazes de responderem ao acelerado crescimento e desenvolvimento tecnológico o que provocou muitos condicionamentos nas instalações fabris, nomeadamente devido à falta de preparação do pavimento para o tráfego pesado e o desgaste provocado por este, obrigando à realização de modificações nos pavimentos, realizando-os em materiais mais resistentes, como revestimento em chapas metálicas ou em pedra.



Figura 2.9 – Pormenor do pavimento de uma siderurgia americana em 1967 [6]

Até à década de 70 do Século XX a construção de pavimentos era orientada por normas e critérios de dimensionamento adaptados daqueles utilizados em lajes de betão simples, onde a espessura era muito elevada e de área em planta muito reduzida, resultante da inexistência do controlo e compreensão dos fenómenos que ocorrem, essencialmente durante o processo de cura, como a fendilhação e as irregularidades que se vão formando no pavimento com a repetida passagem de cargas elevadas.

Já em meados da década de 70, a Comissão da Comunidade Europeia começa a preparar um conjunto de normas harmonizadas de forma a eliminar entraves técnicos ao comércio e standardização das especificações técnicas de cada estado membro, sendo concluídos ao longo da década de 80. Aparecem, desta forma, os Eurocódigos que viriam a regulamentar a construção civil na Europa. O tema de estudo deveria ser abordado no Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão. No entanto tal não acontece, sendo feita referência a lajes em altura, mas não em lajes de pavimentos térreos. No entanto, essa falha é colmatada com a existência de documentos estrangeiros, como é o exemplo da norma inglesa *TR 34 – Industrial Ground Floors*. Serão também feitas referências às normas alemãs *DIN 15185-1:1991 – Warehouse systems with guided industrial trucks; requirements on the ground, the warehouse and other requirements* e *DIN 18202:2005 – Flatness Specification*.

Os pavimentos sofreram, desde então, uma grande evolução. No entanto, é ainda possível encontrar várias anomalias que não deveriam ocorrer. A responsabilidade da ocorrência destes contratemplos capazes de acarretar graves prejuízos para determinado tipo de indústria é dividida entre projetistas, construtores e, também, clientes. Contudo, e apesar do pouco desenvolvimento neste tipo específico de construção, é notória uma diferença nos pavimentos e efetiva preocupação nos últimos anos em melhorar os processos construtivos, assim como um maior cuidado e detalhe no dimensionamento. Passou a ser pedido ao cliente/utilizador do pavimento uma especificação detalhada sobre o tipo de operações a realizar no pavimento, de modo a adequar o dimensionamento e materiais a utilizar aos requisitos dessa operação, não sendo construídos pavimentos todos iguais. O desenvolvimento social, económico e tecnológico trouxe aos pavimentos industriais um aumento das cargas a suportar, devido às necessidades de armazenamento em quantidades muito grandes e também devido ao recurso a tecnologias que permitissem otimizar esse armazenamento com equipamentos de transporte mais desenvolvidos e com maior alcance.



Figura 2.10 – Exemplo de um sistema de armazenamento com prateleiras com uma altura considerável [27]

### 2.3 CONSTITUIÇÃO DOS PAVIMENTOS TÉRREOS INDUSTRIAIS

Na concepção no e dimensionamento dos pavimentos térreos industriais devem ser tidas em conta as ações neles aplicadas assim como a resistência do elemento estrutural. Contudo, a interação entre a laje e os materiais de suporte necessita de especial atenção para o adequado funcionamento de todo o sistema de pavimento em resposta aos requisitos a que está sujeito.

O pavimento rígido de betão armado é constituído por várias camadas, mediante as exigências da operacionalidade. No entanto os mais correntes são constituídos pelo solo, uma sub-base, membrana de impermeabilização ou filme plástico, a laje em betão armado e o revestimento. Seguidamente, serão abordadas estas camadas de forma individual e mais detalhada, camadas essas que podem ser identificadas na Figura 2.11. [7]

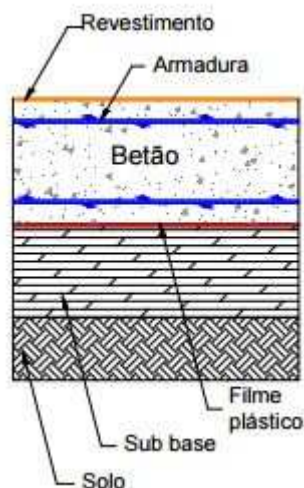


Figura 2.11 – Constituintes pavimento industrial [Adaptado 8]

### 2.3.1 Solo

O solo tem diferentes definições mediante as diversas disciplinas onde é abordado. Na geologia “Solo é uma formação geológica superficial e móvel da crosta terrestre originada pela alteração física, química e biológica das rochas” (Gomes, 1983). Na engenharia podemos encontrar duas definições de solo como é exemplo a do LNEC que define solo como “Conjunto natural de partículas minerais que podem ser separadas por agitação na água; os vazios entre as partículas contêm água e ar, separada ou conjuntamente” ou, então, “Solo é toda a ocorrência natural de depósitos brandos ou moles, cobrindo um substrato rochoso e que é produzida por desintegração e decomposição física e química das rochas, podendo ou não conter matéria orgânica” (Mineiro, 1978).

Nenhuma das definições acima citadas é precisa em termos de engenharia, havendo carência de definição numérica baseada na atribuição de intervalos característicos e propriedades relacionadas com a resistência e a deformabilidade, de forma a distinguir os diferentes tipos de solos.

Surge assim a necessidade de classificar os solos, permitindo que fossem agrupados pelas suas características, através dos ensaios de identificação como:

- Azul de Metileno;
- Composição Granulométrica;
- Equivalente de Areia;
- Limites de Consistência ou de Atterberg e
- Teor em água natural.

Os ensaios acima referidos permitem a correta caracterização do solo, nomeadamente aplicados à Classificação Unificada (ASTM), sendo realizados em laboratório. No entanto, é necessária a realização de ensaios *in situ*, que permitam a determinação da resistência do solo. Os ensaios que são mais utilizados neste tipo de edificação são:

- Standard Penetration Test (SPT);
- Dynamic Probing (DP);
- Cone Penetration Test (CPT), Piezcone Penetration Test (CPTU);
- California Bearing Ratio (CBR) e
- Ensaio de carga em placa

### 2.3.1.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) tem como objetivo a determinação da resistência à penetração dinâmica do solo na base de um furo de sondagem e consiste na cravação de um amostrador tubular constituído por duas meias canas, uma boquilha e uma cabeça com medidas normalizadas (diâmetro exterior de  $51 \pm 1$  mm, diâmetro interior  $35 \pm 1$  mm, comprimento separável  $\geq 450$  mm e comprimento total  $\geq 600$  mm).



Figura 2.12 – Ensaio SPT [28]

O procedimento do ensaio passa pela cravação do tubo na base de um furo de sondagem com um pilão normalizado de  $63,5 \text{ kg} \pm 0,5 \text{ kg}$  em queda livre com uma distância constante de  $760 \pm 10 \text{ mm}$ . É dada a indicação do número limite máximo de pancadas em cada ensaio, ( $N=50$ , sendo  $N$  o número de pancadas) a partir do qual se atinge o “bed rock”: se ao fim de 50 pancadas este não for atingido diz-se que o ensaio deu “nega”. Na primeira fase do ensaio o amostrador é cravado 15 cm, registando-se o respetivo número de pancadas; a esta fase correspondem em regra solos remexidos pelo que o valor obtido nesta fase é meramente indicativo. Na segunda fase crava-se mais 30 cm o amostrador, sendo o resultado do ensaio SPT o número de pancadas ( $N$ ) obtido. Apesar de este ensaio ser limitado a 50 pancadas pelo Eurocódigo 7 – parte 2, por norma, as entidades que usam a referida metodologia estendem o número de pancadas até às 60. Na Tabela 1 é apresentada a classificação de solos coerentes quanto à sua consistência.

Tabela 2.1 – Classificação de solos correntes quanto à sua consistência [9]

Classificação dos solos	Muito Mole	Mole	Consistência Média	Duro	Muito Duro	Rijo
Penetração SPT N	0-2	2-4	4-8	8-15	15-30	30
Tensão de Rotura kgf/cm <sup>2</sup>	0 – 0,25	0,25 – 0,50	0,50 – 1,00	1,00 – 2,00	2,00 – 4,00	4,00

O EC 7 recomenda ainda que o número de pancadas  $N$  seja multiplicado por um fator de correção  $\lambda$  para ter em conta a profundidade do ensaio (número de varas). O fator de correção é dado pela Tabela 2.

Tabela 2.2 – Fatores de correção devido ao comprimento das varas [10]

Comprimento das varas abaixo do batente (m)	Fator de correção $\lambda$
> 10	1,0
6 – 10	0,95
4 – 6	0,85
3 – 4	0,75

Em areias com graus de consolidação e densidade relativa conhecidos, a parte 3 da norma NP EN 1997 indica mais um fator  $C_N$  em função da tensão vertical no solo ao nível do ensaio; contudo esta correção apenas faz sentido em solos aluvionares, ou seja solos cujo depósito se deu devido ao transporte pela água. A Tabela 3 mostra a relação do fator corretivo com a tensão vertical efetiva segundo o Eurocódigo 7.

Tabela 2.3 – Fator corretivo relacionado com a tensão efetiva de recobrimento [ Adaptado 9]

Tipo de areia	Compacidade relativa $I_D(\%)$	$C_N$
Normalmente consolidadas	40 a 60	$2/(1+\sigma'_v)$
	60 a 80	$3/(2+\sigma'_v)$
Sobreconsolidadas		$1,7/(0,7+\sigma'_v)$
Nota: $\sigma'_v$ (tensão vertical efetiva) em kPa $\times 10^{-2}$ , assim para uma tensão efetiva de recobrimento de 100kPa tem-se $\sigma'_v=1$ e $C_N=1$ Não são recomendáveis valores de $C_N$ superiores a 2 (ou preferivelmente 1,5)		

É ainda feita referência a um coeficiente de energia,  $ER_T/60$  que representa uma eficiência padrão de 60%, no entanto em casos de disparo automático o fator adotado é igual a 1,0.

### 2.3.1.2 Ensaio DP

O objetivo do ensaio Dynamic Probing (Penetrómetro Dinâmico) é determinar a resistência do solo e de rochas brandas *in situ* através da penetração dinâmica de um cone. O referido ensaio divide-se em quatro tipos, sendo o DPL (Penetrómetro Dinâmico Leve), DPM (Penetrómetro Dinâmico Médio), PDH (Penetrómetro Dinâmico Pesado) e o DPSH (Penetrómetro Dinâmico Super Pesado), havendo distinções quanto à massa e dimensões do dispositivo de cravação, massa e dimensões do batente, dimensões do cone de 90°, massa e dimensões das varas e à energia específica por pancada, tal como é possível verificar na Tabela 4.

Tabela 2.4 – Dimensões e massas para os diferentes tipos de penetrómetros [10]

	DPL	DPM	DPH	DPSH
Dispositivo de cravação				
Pilão em massa m(kg)	10±0.1	30±0.3	50±0.5	63.5±0.5
Altura de queda h(mm)	500±10	500±10	500±10	750±20
Razão comp./diâm.(D <sub>n</sub> )	≥1 ≤2	≥1 ≤2	≥1 ≤2	≥1 ≤2
Batente				
Diâmetro, d (mm)	100<d<0.5 D <sub>n</sub>	100<d<0.5 D <sub>n</sub>	100<d<0.5 D <sub>n</sub>	100<d<0.5 D <sub>n</sub>
Massa (kg) (máx.) (vara guia concluída)	6	18	18	30
Cone de 90°				
Área de base nominal A(cm <sup>2</sup> )	10	10	10	10
Diâm. base(D) nov(mm)	35.7±0.3	35.7±0.3	43.7±0.3	51±0.5
Diâm. Base, usado(mm) min.	34	34	42	49
Comp. Da manga(mm)	35.7±1	35.7±1	43.7±1	51±2
Comp. Ponta do cone(mm)	17.9±0.1	17.9±0.1	21.9±0.1	25.3±0.4
Desgaste máx. da ponta(mm)	3	3	4	5
Varas				
Massa(kg/m) (máx)	3	6	6	6
Diâm OD(mm) (máx)	22	32	32	32
Desvio da vara:				
5m inferiores %	0.1	0.1	0.1	0.1
Restante %	0.2	0.2	0.2	0.2
Energia específica por pancada				
(mgh/A) em kJ/m <sup>2</sup>	50	150	167	238

O procedimento deste teste passa pela queda de um pilão com altura e peso especificado na tabela acima sobre o dispositivo de cravação. A resistência de penetração é definida pelo número de pancadas necessárias para atingir uma determinada penetração no terreno (10cm segundo a norma EN 1997 – 3), no entanto como esta medida é muito reduzida e por vezes atingida ao fim de uma ou duas pancadas, é comum a realização da penetração aos 20cm (N<sub>20</sub>). Tal como no ensaio referido anteriormente, se ao fim de determinado número de pancadas não for atingido o “bed rock” o ensaio considera-se que deu “nega”, sendo que no caso dos ensaios DP este termo é declarado quando se ultrapassam as 100 pancadas.



Figura 2.13 – Ensaio DP [29]

A desvantagem deste ensaio é não permitir a recolha de amostras do terreno sondado, no entanto permite uma visualização em pormenor da variação da resistência do terreno ao longo que é efetuada a cravação do dispositivo, fornecendo os respetivos gráficos. A maior vantagem prende-se com a sua facilidade de execução e conseqüente baixo custo, necessitando apenas de uma pessoa para a realização do ensaio.

O seu uso é otimizado quando o seu emprego é feito em conjunto com sondagens SPT, reduzindo o número de sondagens e tornando-as mais espaçadas e sendo feita uma relação entre os resultados obtidos com os ensaios DP e SPT, obtendo-se uma imagem da variação da resistência e deformabilidade do terreno, variando com a profundidade. [10]

### 2.3.1.3 Ensaio CPT(U)

Primeiramente deve ser estabelecida a diferença entre os dois ensaios CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezcone Penetration Test), sendo que no primeiro é medida a resistência de ponta e lateral,  $q_c$  e  $f_s$  respetivamente, ao passo que no ensaio CPTU é ainda medida a pressão intersticial exercida pela água. Estes dois ensaios são considerados como uma das mais importantes ferramentas de prospeção geotécnica a nível internacional, tendo como principal objetivo a determinação da resistência do solo e de rocha branda à penetração de um cone e o atrito ao longo de uma manga. [11]



Figura 2.14 – Equipamento para realização do ensaio CPT ou CPTU [12]

Estes são ensaios de penetração estática, onde uma ponteira cônica com uma secção transversal na base de  $10\text{cm}^2$  e um ângulo de abertura igual a  $60^\circ$ , é cravada a uma velocidade constante de  $20\text{ mm/s}$ .

Os equipamentos mais comuns para a realização deste ensaio contam com uma força de penetração máxima de  $100\text{ kN}$ , sendo possível chegar aos  $200\text{ kN}$  com aparelhos mais potentes, atingindo resistências de ponta que variam entre os  $10$  e os  $20\text{ MPa}$ . A grande desvantagem deste ensaio prende-se com a dificuldade em encontrar uma forma de materializar a força de ancoragem que atinge valores entre os  $100$  e os  $200\text{ kN}$ . Com vista a resolver este problema é frequentemente feita a ancoragem dos equipamentos no terreno com 4 ou 6 trados helicoidais. Contudo a força de arranque dos trados pode não ser suficiente para resistir a uma capacidade de carga mínima no caso de terrenos brandos à superfície. Por outro lado se o terreno for de dureza superficial elevada, torna-se impossível a colocação dos trados. É então utilizado como solução comum o uso de um camião onde se monta o aparelho e se coloca um conjunto de barras de ferro ou chumbo. O camião com tração às 4 rodas desloca-se para cada local de execução do ensaio, no entanto em zonas urbanas e de difícil acesso essa deslocação pode revelar-se impossível.

### 2.3.1.4 Ensaio CBR



Figura 2.15 – Ensaio CBR realizado em laboratório [13]

O ensaio CBR - California Bearing Ratio (Índice de Suporte da Califórnia) tem como principal objetivo a determinação da relação entre a força e a correspondente penetração de um êmbolo cilíndrico com área de secção transversal standardizada, no solo a uma determinada taxa. O ensaio pode ser realizado em laboratório ou *in situ*, sendo que a preparação do ensaio passa pelo uso de um cilindro com as dimensões de 150mm de diâmetro por 170 mm de altura e garantir que a amostra tenha sido submersa durante 4 dias antes da realização do ensaio, para que se atinja o nível de saturação. Após este processo estar concluído é medida a expansão sofrida pela amostra até ser atingida a requerida saturação e recorrendo a um macaco hidráulico pressiona-se a amostra através de um cilindro com um diâmetro de 50 mm, sendo o valor registado num manómetro que irá traçar o respetivo gráfico. [13]

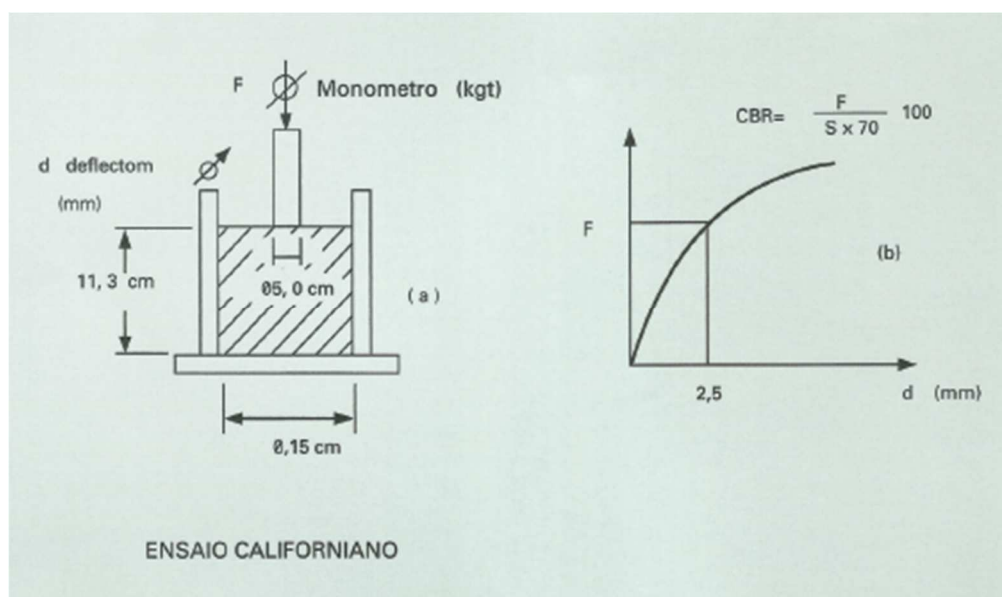


Figura 2.16 – Esquema do ensaio CBR [13]

A seguinte fórmula define o CBR.

$$CBR = \frac{F}{70 \times S} \times 100$$

O CBR está diretamente relacionado com o fator k, módulo de reação do solo, definido por Westergaard e que representa a carga por unidade de área que causa um assentamento unitário, com as unidades N/mm<sup>3</sup>.

### 2.3.1.5 Ensaio de Carga em placa

Na construção de pavimentos térreos é fortemente recomendado que o valor do fator do módulo de reação do solo seja determinado através do ensaio de carga com uma placa. Placas maiores fornecem maior precisão e é aconselhável o uso de uma placa com a dimensão padrão de 750mm. No caso de ser usada uma placa de diferentes dimensões é necessário ter em conta essa diferença e dividir por um fator que pode ser encontrado na imagem que se segue em baixo, sendo que o menor diâmetro a ser considerado é de 300mm.

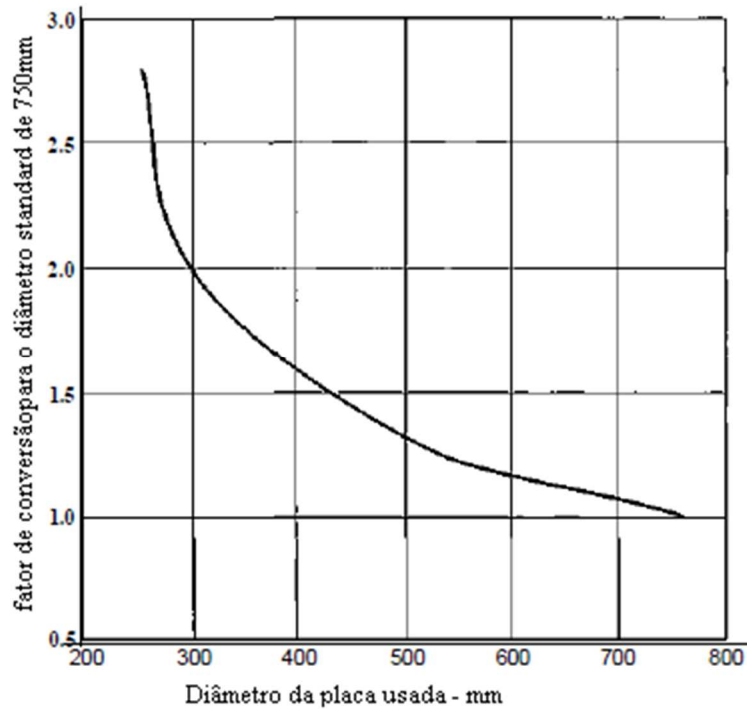


Figura 2.17 – Fator de conversão para diferentes dimensões de placas [Adaptado 14]

A determinação deste fator é muito importante e está relacionado com o ensaio CBR. No entanto os resultados da determinação do fator k não são representativos do desempenho do solo a longo prazo.

### 2.3.2 Sub-base

A sub-base assenta assim em três princípios:

- Providenciar uma plataforma de trabalho para a atividade da construção civil, que não sofra roturas devido ao tráfego pesado que sobre ela circulará;
- Providenciar a formação de uma camada nivelada para a construção da laje;
- Transmitir de forma correta as cargas da laje diretamente para o solo.

Nos casos em que a sub-base é constituída por material granular, esta deve ter uma espessura mínima de 150 mm. A sub-base não deve estar sujeita a condições que permitam o seu congelamento, não havendo restrições para este requisito. Contudo, quando se tratam de, por exemplo, armazéns frigoríficos, é aplicado um isolante térmico na base da laje.

Devem ser feitas verificações para garantir que o material constituinte da sub-base não apresenta produtos capazes de afetar a laje quimicamente, nem expandir ou retrain com movimentos relativos a humidade.



Figura 2.18 – Exemplo de uma sub-base com equipamento de compactação [30]

Na presença de solos que demonstrem uma satisfatória resistência é possível dispensar o uso de uma sub-base, sendo realizada a laje diretamente sobre o solo. Devem, no entanto, ser tidos em conta as condições atmosféricas assim como as movimentações na laje para a omissão da sub-base. [14]

### 2.3.3 Membranas

O principal objetivo do uso de uma membrana é reduzir o atrito existente entre a camada da sub-base e a laje em betão armado, proporcionando uma correta adaptação destes dois elementos na presença do fenómeno da retração do betão. Contudo não compensam as variações bruscas que possam ocorrer na sub-base. As membranas são normalmente constituídas por folhas de plástico e devem ser dispostas sobre a sub-base sem deixar vinco e deixando uma posição de pelo menos 300 mm nas bordas, garantindo sempre que não são danificadas durante o processo construtivo.

Esta película irá impedir a passagem de finos, assim como a perda de água na altura da betonagem do pavimento, garantindo uma maior qualidade no processo e funcionando, como uma barreira à passagem de vapor de água.



Figura 2.19 – Exemplo de uma membrana [15]

### **2.3.4 Laje de betão armado**

A laje é o elemento que irá suportar todas as ações instaladas, transmitindo-as diretamente para o solo através da sub-base. A sua resistência e durabilidade são de importância crucial no dimensionamento, execução e na utilização da laje, motivo pelo qual os materiais constituintes deverão ser adequados aos requisitos. A constituição da laje de betão incluindo os seguintes materiais:

- Cimento;
- Agregados;
- Aditivos e
- Armadura.

#### **2.3.4.1 Cimento**

O cimento é definido na norma NP EN 197-2001 como um ligante hidráulico, isto é, um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reações e processos de hidratação a que, depois do endurecimento, conserva a sua resistência mecânica e estabilidade mesmo debaixo de água.

A norma referida anteriormente regulamenta a composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes, abrangendo os 27 produtos da família dos cimentos, os quais se agrupam em 5 grandes grupos:

- CEM I Cimento Portland
- CEM II Cimento Portland Composto
- CEM III Cimento de Alto-forno
- CEM IV Cimento Pozolânico
- CEM V Cimento Composto

Existem várias classes de resistência dos cimentos e esta caracteriza-se pelo valor atingido aos primeiros dias (2 ou 7 dias) e também pela sua resistência final (28 dias). Para cada classe de resistência de referência, consideram-se duas classes de resistência aos primeiros dias, uma classe com resistência normal, indicada por N, e uma classe com resistência elevada, indicada por R, tal como se constata no quadro que em seguida se apresenta.

Tabela 2.5 – Requisitos mecânicos e físicos expressos com valores característicos especificados [16]

Classe de resistência	Resistência à compressão MPa				Tempo de início de presa min	Expansibilidade mm
	Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência			
	2 dias	7 dias	28 dias			
32.5 N	-	≥ 16.0	≥ 32.5	≤ 52.5	≥ 75	≤ 10
32.5 R	≥ 10.0	-				
42.5 N	≥ 10.0	-	≥ 42.5	≤ 62.5	≥ 60	
42.5 R	≥ 20.0	-				
52.5 N	≥ 20.0	-	≥ 52.5	-	≥ 45	
52.5 R	≥ 30.0	-				

#### 2.3.4.2 Agregados

Os agregados, como parte constituinte do betão, têm como função oferecer uma maior estabilidade dimensional, devido à elevada fluência e retração características da pasta de cimento e devido também ao custo mais baixo em comparação com o cimento. Este constituinte é objeto da norma portuguesa NP EN 12620:2004 – Agregados para betão, Contudo esta remete para outras normas como as que se apresentam a seguir:

- NP EN 932 – Ensaio para determinação das propriedades gerais dos agregados;
- NP EN 933 – Ensaio para determinação das propriedades geométricas dos agregados;
- NP EN 1097 – Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados;
- NP EN 1367 – Ensaio das propriedades térmicas e de meteorização dos agregados;
- NP EN 1744 – Ensaio para determinação das propriedades químicas dos agregados.

Podem surgir de três diferentes fontes os agregados, podendo ser naturais, sintéticos ou reciclados. Os primeiros dizem respeito ao tipo mineral, agregado de origem, tal como as areias e os godos, são por norma sujeitos apenas a processamento mecânico.

No que diz respeito a agregados do tipo sintético, estes resultam de um processo industrial, envolvendo modificações térmicas, entre outras. Dois exemplos deste tipo de agregados são a argila ou xisto expandidos, sendo a sua densidade mais baixa quando comparada com a dos agregados naturais.

Os agregados reciclados resultam da trituração de escombros provenientes da demolição de estruturas, resultando numa reutilização de materiais utilizados previamente. Estes agregados provêm de resíduos

de obras de construção, reabilitação e demolição de edifícios ou outras estruturas da engenharia civil, podendo ainda resultar, por exemplo, da produção industrial de aço (escórias).

#### **2.3.4.3 Aditivos e adjuvantes**

Os aditivos e adjuvantes são constituídos por materiais finamente divididos com a finalidade de melhorar certas propriedades especiais. A norma NP EN 206 – 1 contempla dois tipos de adições inorgânicas; sendo o tipo I (quase inertes) e o tipo II (pozolânicas ou hidráulicas latentes). A percentagem de aditivos a ser usada rondará os 5%, não devendo ser inferior a esta medida, contudo é comumente utilizada na produção de cimentos compostos como CEM II e CEM III.

A sua utilização está relacionada com a substituição do cimento com vista a melhorar as características do betão fresco endurecido e alcançar o desempenho descrito no projeto para o betão fresco. Podem ainda ser utilizados aditivos ou adjuvantes sem fins estruturais, tal como para colorir o betão. São exemplo de aditivos mais frequentemente usados as cinzas volantes, a sílica de fumo e o fíler calcário.

#### **2.3.4.4 Armadura**

Neste tipo de construção é muitas vezes utilizado um tipo de armadura específico, como é a Malhasol. A sua constituição passa por uma malha eletrosoldada realizada com varões de aço dispostos paralelamente em duas direções ortogonais, sendo os pontos de interseção entre eles soldados por resistência elétrica através de uma máquina automática de controlo eletrónico. O aço constituinte da Malhasol é obtido por uma laminagem a frio, ou eventualmente por trefilagem a partir do varão laminado a quente produzido em siderurgia. As grandes vantagens no uso deste tipo de armadura é a economia no transporte (painéis ou rolos), na facilidade e na economia do seu armazenamento, reduzido tempo de execução, não requer mão-de-obra especializada na colocação, qualidade garantida pela execução em fábrica e redução de sobras/faltas.

## **3 REGULAMENTAÇÃO SOBRE PAVIMENTOS TÉRREOS INDUSTRIAIS**

### **3.1 REGULAMENTAÇÃO NACIONAL APLICÁVEL**

O presente documento assenta nos fundamentos explícitos na norma britânica anteriormente referida, no entanto devem ser consultados outros documentos, maioritariamente normas portuguesas, para o dimensionamento e construção, assim como par o controlo dos materiais a serem utilizados no elemento estrutural em estudo.

#### **3.1.1 Regulamentação direcionada para o estudo do terreno**

##### **3.1.1.1 A norma NP EN 1997-1:2010 – Projeto Geotécnico**

Este documento estabelece procedimentos alternativos e valores, recomenda classes e inclui notas indicando onde poderão ser feitas opções nacionais. Desta forma, encontra-se um Anexo Nacional na referida norma, contendo parâmetros a nível Nacional para utilizar no projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil a serem construídos em território nacional. [17]

Os principais objetivos do EC 7 passam pela «determinação dos parâmetros geotécnicos», englobando a identificação do tipo de solo ou rocha, determinação do peso volúmico, índice de compacidade, compactação relativa, resistência ao corte e rigidez do solo, assim como a qualidade e propriedades de rochas e maciços rochosos, parâmetros de permeabilidade e consolidação de solos e rochas e parâmetros obtidos através de ensaios de campo. Também são, nesta norma, definidos procedimentos para o projeto e execução dos diferentes tipos de fundações (superficiais e por estacas), tendo em conta os estados limites, as ações atuantes e ensaios de carga dinâmica e estática a realizar no caso de fundações por estacas. Os capítulos 4 e 5 da norma fazem referência à «Supervisão da construção, observação e manutenção» e «Aterros, rebaixamento freático e melhoramento ou reforço do terreno», respetivamente.

No estudo dos solos, devem ser considerados diferentes coeficientes relativos aos tipos de ações (desfavorável ou favorável) e parâmetros do solo, assim como nas diferentes abordagens de cálculo. O Anexo Nacional apresenta quadros informativos sobre os coeficientes parciais a utilizar nos diferentes

estados limites últimos, tendo em conta a distribuição dos coeficientes parciais pelas ações e seus efeitos, pelas propriedades dos materiais e suas capacidades resistentes.

### **3.1.2 Regulamentação direcionada para o dimensionamento**

#### **3.1.2.1 A norma NP EN 1990:2009 – Bases para o projeto de estruturas**

A referida norma é utilizada em conjunto com todos os outros Eurocódigos, na medida em que descreve os princípios e os requisitos de segurança, utilização e durabilidade das estruturas. Tem como base o conceito de estado limite, utilizando em conjunto um método de coeficientes parciais. [18]

O Eurocódigo 0 é transversal a todos os outros Eurocódigos e tal como o seu nome indica, a base para os projetos de estruturas, sendo nele que constam as combinações a ter em conta durante a fase de dimensionamento, possibilitando definir o tempo de vida útil de projeto e a sua durabilidade, define os estados limite últimos e de serviço, assim como os princípios para o dimensionamento em relação a esses mesmos estados limite. Na referida norma, consta também um Anexo Nacional onde são determinados os valores de cálculo dos coeficientes parciais das ações a aplicar nos diferentes estados limites.

#### **3.1.2.2 A norma NP EN 1991:2009 – Ações em estruturas**

O Eurocódigo 1 é constituído por sete diferentes partes, sendo:

- Parte 1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- Parte 2: Ações gerais – Ações em estruturas expostas ao fogo;
- Parte 3: Ações gerais – Ações da neve;
- Parte 4: Ações gerais – Ações do vento;
- Parte 5: Ações gerais – Ações térmicas;
- Part 6: *General actions – Actions during execution*;
- Part 7: *General actions – Accidental actions*.

As duas últimas partes não estão traduzidas para português, não pertencendo ao conjunto das Normas Portuguesas, sendo a sua designação EN 1991-1-6:2005 e EN 1991-1-7:2006. Neste documento será abordada a norma NP EN 1991-1-1:2009 e NP EN 1991-1-5:2009, com vista a contabilizar corretamente os pesos próprios de materiais a armazenar, ou de equipamentos que poderão circular na superfície do pavimento, o que possibilitará o correto dimensionamento. No documento normativo referido é dedicado um subcapítulo a zonas de armazenamento e de atividades industriais, onde é possível encontrar valores

base a ter em consideração aquando do dimensionamento da estrutura, no entanto cada caso deve ser analisado com particular atenção e deve ser adequado à sua utilização.

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<i>Categoria E1</i>	7,5	7,0

Figura 3.20 – Sobrecargas em pavimentos devidas a armazenamento [Adaptado 19]

Também são feitas referências a cargas aplicadas pela presença de equipamentos tais como empilhadores, onde é feita a sua classificação (de FL1 a FL6) assim como também são representadas as cargas verticais estáticas por eixo de empilhador.

Classe do empilhador	Tara [kN]	Carga de elevação [kN]	Distância entre rodas $a$ [m]	Largura total $b$ [m]	Comprimento total $l$ [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

Figura 3.21 – Dimensões dos empilhadores de acordo com as classes FL [Adaptado 19]

Classe do empilhador	Carga por eixo $Q_k$ [kN]
FL 1	26
FL 2	40
FL 3	63
FL 4	90
FL 5	140
FL 6	170

Figura 3.22 – Cargas por eixo dos empilhadores [Adaptado 19]

### **3.1.2.3 A norma NP EN 1992:2010 – Projetos em estruturas de betão**

O Eurocódigo 2 divide-se em 3 partes, no entanto só uma delas não é considerada Norma portuguesa, sendo a NP EN 1992-1-1:2010 – Regras gerais e regras para edifícios e a NP EN 1992-1-2:2010 – Verificação da resistência ao fogo. Contudo, como já referido previamente, não existem neste documento especificações para dimensionamento de lajes de pavimentos térreos industriais. Esta falha não invalida o uso do EC 2 num projeto deste tipo, apenas limita a sua utilização, podendo ser solicitado na consulta de características do betão e disposições construtivas, no entanto nenhuma especificação é dada no que respeita ao controlo da deformação em lajes térreas, pelo que é necessário recorrer a documentos estrangeiros.

### **3.1.3 Regulamentação direcionada para os materiais**

#### **3.1.3.1 A norma NP EN 206:2007 – Especificação, desempenho, produção e conformidade**

A presente norma regulamenta o uso de materiais constituintes abrangidos por Normas Europeias, define tarefas para o especificador, o produtor e para o utilizador, atribuindo responsabilidade a estas entidades no cumprimento dos requisitos especificados relativos ao betão.

O campo de aplicação da norma é referente ao betão destinado a estruturas betonadas *in situ*, estruturas pré-fabricadas e produtos estruturais pré-fabricados para edifícios e estruturas de engenharia civil. São especificados requisitos para:

- materiais constituintes do betão;
- propriedades de betão fresco e endurecido e a sua verificação;
- limitações à composição do betão;
- especificação do betão;
- entrega do betão fresco;
- procedimentos de controlo da produção e
- critérios de conformidade e a avaliação da conformidade.

No entanto a norma não se aplica a:

- betão celular;
- betão de espuma;
- betão poroso;

- betão com massa volúmica inferior a 800 kg/m<sup>3</sup>;
- betão refratário.

Os requisitos relacionados com a saúde e segurança dos trabalhadores relacionados com a produção e a entrega do betão também não são regulamentados pela presente norma. [20]

### **3.1.3.2 A norma NP EN 14889**

A parte 1 da presente norma especifica os requisitos das fibras de aço para uso estrutural em betão, argamassa ou pastas de cimento.

A parte 2 abrange a especificação dos requisitos sobre o uso de fibras de polímeros em estruturas de betão, argamassas ou pastas de cimento.

### **3.1.3.3 As normas NP EN 12350, NP EN 12390 e NP EN 12504**

A primeira das normas em apresentação veio substituir um conjunto de Normas Portuguesas e especificações do LNEC, sendo constituída por 7 partes, onde são avaliados vários parâmetros das especificações do betão fresco, sendo especificadas abaixo:

- NP EN 12350-1 – Relativa à amostragem;
- NP EN 12350-2 – Relativa ao ensaio de abaixamento;
- NP EN 12350-3 – Relativa ao ensaio Vêbê;
- NP EN 12350-4 – Relativa ao grau de compatibilidade;
- NP EN 12350-5 – Relativa ao ensaio da mesa de espalhamento;
- NP EN 12350-6 – Relativa à massa volúmica;
- NP EN 12350-7 – Relativa à determinação do teor de ar.

A norma 12390 diz respeito ao controlo dos requisitos do betão endurecido e é constituída por 8 partes que se seguem discriminadas a seguir:

- NP EN 12390-1 – Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes;
- NP EN 12390-2 – Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência;
- NP EN 12390-3 – Resistência à compressão de provetes;
- NP EN 12390-4 – Resistência à compressão. Características das máquinas de ensaio;
- NP EN 12390-5 – Resistência à flexão dos provetes;

- NP EN 12390-6 – Resistência à tração por compressão de provetes;
- NP EN 12390-7 – Massa volúmica do betão endurecido;
- NP EN 12390-8 – Profundidade de penetração da água sob pressão.

Em última análise, destas três normas relacionadas com os ensaios a serem realizados no betão, encontra-se a norma NP EN 12504, constituída por 4 partes que dizem respeito aos ensaios a realizar nas estruturas de betão, em baixo especificadas:

- NP EN 12504-1 – Determinação da força de arranque;
- NP EN 12504-2 – Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico;
- NP EN 12504-3 – Extração, exame e ensaio à compressão de carotes;
- NP EN 12504-4 – Determinação da velocidade de propagação dos ultra-som.

#### **3.1.3.4 Especificações do LNEC E 464, E 465**

Estas duas especificações do LNEC fazem a ponte entre os requisitos presentes na NP EN 206 e as normas referidas anteriormente, sendo que a especificação E 464 estabelece os requisitos prescritivos, ao passo que a especificação E 465 estabelece os requisitos de desempenho no que diz respeito à vida útil das estruturas de betão.

#### **3.1.4 Regulamentação direcionada para a execução**

##### **3.1.4.1 A norma NP EN 13670**

A presente norma tem a função de garantir o cumprimento dos requisitos do projetista por parte do executante, disponibilizar um conjunto de requisitos técnicos normalizados para a execução aquando da contratação de uma estrutura de betão e servir de lista de verificação ao projetista, de modo a que este se possa assegurar que fornece ao construtor toda a informação técnica necessária para a execução da estrutura. [21]

## 3.2 REGULAMENTAÇÃO E DOCUMENTOS TÉCNICOS ESTRANGEIROS

### 3.2.1 As normas britânicas

O documento técnico em estudo mais aprofundado no presente relatório faz referência a algumas normas britânicas e europeias, que não fazem parte da regulamentação nacional, mas que são utilizados de forma a ter em conta os requisitos necessários para o mais correto dimensionamento e execução. Duas das normas referidas no documento técnico TR 34 são: a BS EN 13318:2000 e BS EN 13813:2000 – *Screed material and floor screeds*, que oferecem informação sobre os requisitos para materiais constituintes de betonilhas de nivelamento na construção de pavimentos térreos assim como sobre a propriedades destes materiais, tais como o tempo de cura, o valor do pH e a sua consistência enquanto o betão se encontra fresco. Após este endurecer são especificados os requisitos para a resistência à compressão, flexão e desgaste, dureza superficial, resistência aos rolamentos, resistência química entre outros.

É feita referência na norma TR 34 à norma britânica BS EN 6399 – *Loading for buildings*, que tal como o próprio nome indica fornece valores recomendados para cargas permanentes em novos edifícios e novas estruturas, alterações e ampliações em estruturas existentes, assim como para modificação da utilização de estruturas já existentes e apesar de ter sido substituída pelo Eurocódigo 1, o qual já foi referido neste trabalho, ainda se recorre a esta norma devido ao facto de nela constar valores a admitir para cargas em pavimentos industriais, como é possível verificar na Tabela 6. [22]

Tabela 3.6 – Cargas mínimas a considerar em pavimento [Adaptado 22]

Tipo de atividade/ocupação para parte do edifício ou estrutura	Exemplos específicos do uso	Cargas uniformemente distribuídas (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas Concentradas (kN)
B – escritórios e áreas de trabalho não cobertas por outras normas	Locais de trabalho (Indústria ligeira) sem armazenamento.	2.5	1.8
	Cozinhas, lavandarias e laboratórios.	3.0	4.5
	Salas de máquinas e espaços de circulação das mesmas.	4.0	4.5
	Fábricas, oficinas e edifícios similares (indústria geral).	5.0	4.5
	Fundições.	20.0	A ser determinado mediante uso específico
E – Armazéns e áreas de depósito. Áreas de acumulação de bens. áreas para equipamentos e instalações.	Armazéns gerais sem especificação.	2.0	1.8
	Salas de arquivo, depósito e espaços de armazenamento.	5.0	4.5
	Armazenamento de papel em blocos.	4.0/m de altura	9.0
	Armazéns de frescos.	5.0/m de altura com um mínimo de 15.0	9.0

A norma BS 8204 – *Screeds, bases and in situ floorings*, regulamenta as bases para receber pavimentos térreos, sendo essa base constituída em betão ou betonilha, dando recomendações sobre os materiais, dimensionamento, execução e inspeções a realizar na base englobando betão, cimentos com aditivos polímeros, *Terrazo*, asfalto e resina sintética, existindo partes dedicadas a cada uma das especializações referidas. [23]

### 3.2.2 Normas Europeias

Devem ser referidas as normas EN 15512:2009, EN 15620:2000 e EN 15629:2008 relativas a sistemas de armazenamento em aço especificando requisitos aplicáveis a todo o tipo de sistemas de armazenamento baseados em vigas de aço para suportar paletes, assim como especificações para o seu dimensionamento.

A norma EN 103892 – *Methods of test for screed materials*, especifica métodos de ensaios a realizar nos materiais constituintes das betonilhas, sendo muito importante e utilizado na construção de pavimentos térreos, sendo os ensaios mais relevantes os que determinam a resistência à abrasão, dureza superficial do pavimento e resistência da superfície ao rolamento.

A norma EN 10080 – *Steel for the reinforcement of concrete*, especifica requisitos gerais e definições para o desempenho característico de armação para betão armado, entregue como produto acabado na forma de barras ou, bobinas (varões e fios); lamina soldada feita em fábrica e treliças. De acordo com esta norma o aço deve ser nervurado, indentado ou de superfície lisa.



## **4 O DOCUMENTO TÉCNICO TR 34 – INDUSTRIAL CONCRETE GROUND FLOORS**

Para uma adequada abordagem ao tema, foi estudada a norma *TR 34 – Concrete Industrial Ground Floors*, como base de estudo e, tal como já referido anteriormente, é o elemento mais consensual a ser utilizado à falta de regulamentação nacional, estando na base de projetos e execução de pavimentos industriais.

A norma inglesa define pavimentos de sucesso, como o resultado de um detalhado estudo das necessidades do cliente, possibilitando o correto dimensionamento, com custos suportáveis e expectáveis, denominando este processo de “dar valor ao dinheiro”, o que não significa necessariamente a escolha pelo menor custo. Deve ser tido em conta o comportamento do pavimento ao longo do seu tempo de vida útil, assim como os custos de manutenção com o mesmo.

O documento fornece uma lista de processos que possibilita o correto dimensionamento e execução do pavimento que irá satisfazer por completo as necessidades do cliente/utilizador. Fornece também, processos detalhados respeitantes a técnicas de execução e controlo devido ao constante avanço tecnológico e, por isso, esse aspeto ficará dependente da entidade executora, que mediante os seus recursos irá garantir os requisitos que constam no projeto.

Ao abordar a norma verifica-se que esta se encontra dividida em quatro grandes tópicos gerais, respeitantes aos Requisitos da atividade laboral, Aspetos de projeto, Comportamento do betão e de materiais componentes e Manutenção e boas práticas na construção.

É então, em seguida, explorada a norma *TR 34 – Concrete Industrial Ground Floors*, tendo em vista a aplicação da mesma aos diferentes pavimentos condicionados pela sua utilização.

### **4.1 INTRODUÇÃO**

Todas as atividades laborais que decorrem dentro de um edifício necessitam de um pavimento onde operar, quer seja na produção, distribuição ou armazenamento, sendo inevitavelmente o pavimento em betão a base de suporte que tornará possível a continuidade e desenvolvimento da atividade aí exercida. Não só no contexto socioeconómico em que vivemos, mas também de forma a acompanhar a evolução

da indústria e processos de fabrico, cada vez mais é necessária uma base que permita sustentar a precisão dos aparelhos, impedindo o aparecimento de anomalias que muitas vezes surgem no pavimento.

Comummente, os pavimentos industriais são negligenciados do ponto de vista estrutural. A grande problemática prende-se com o facto de, quando mal concebidos/executados, apresentarem patologias que, por diversas vezes, condicionam a atividade nele exercida, acarretando graves prejuízos para a indústria, obrigando frequentemente à diminuição de produção e levando mesmo à cessação dos trabalhos em determinados casos.

Pretende-se então, com este estudo, avaliar os diversos parâmetros envolvidos na conceção destes pavimentos, desde a fase de projeto até à fase de execução, tendo como base de orientação o regulamento britânico *TR 34 – Concrete Industrial Ground Floors*, que é adotado na ausência de regulamentação nacional, sendo aceite de forma generalizada em território nacional.

## 4.2 TIPOS DE CARGAS

Na indústria o armazenamento de *inputs* e *outputs*, assim como o seu transporte, aplicam ao nível do pavimento três diferentes tipos de cargas, segundo a norma *TR 34*, tal como as cargas uniformemente distribuídas (kN/m<sup>2</sup>), cargas linearmente distribuídas (kN/m) e as cargas pontuais (kN).

Neste subcapítulo, irá ser feita a distinção dos diferentes tipos de cargas referidas e também serão fornecidos alguns exemplos de como pode ser a aparência dessas cargas no pavimento.

### 4.2.1 Uniformemente distribuídas

As cargas uniformemente distribuídas são cargas que se estendem ao longo de uma determinada área caracterizando-se por:

- Empilhamento de *stocks*, quer seja *inputs* ou *outputs*;
- Limitadas, normalmente, a uma altura de 4.00 m (esta altura tem como base de dimensionamento a capacidade resistente ao impacto do produto a ser empilhado);
- Está previsto na norma, para uma laje de 0.15 m de espessura, a resistência para uma carga uniformemente distribuída com o valor de 50kN/m<sup>2</sup>, no entanto quando se trata de uma laje para pavilhões desportivos apenas alguns kN/m<sup>2</sup> estarão a atuar;
- Em estruturas como bancadas, a espessura mínima situa-se entre os 0.10 m e 0.125 m, devido ao facto de serem as cargas pontuais os esforços mais condicionantes;

- A maior parte do equipamento pesado é fixo na base, independentemente do pavimento. Nestes casos o equipamento deve ser tratado como uma carga uniformemente distribuída ou uma carga pontual, dependendo do tipo de ligação ao piso. Caso o equipamento provoque vibrações, estas devem ter em conta alguns fatores de cargas dinâmicas.

#### 4.2.2 Linearmente distribuídas

Estas cargas são caracterizadas por um carregamento ao longo de um comprimento considerado muito superior quando comparado com a largura, sendo que esta pode ser desprezada, como no caso de carris em contacto direto com o pavimento. Seguem-se alguns exemplos de aplicação destas cargas:

- A mais comum destas são as paredes divisórias;
- Alguns armazenamentos e outros equipamentos fixos são montados em trilhos, onde estes são carregados ao longo de toda a sua extensão e estão em contato direto com o pavimento. No entanto quando estes são usados para distribuição ou transporte de materiais, as cargas devem ser consideradas como cargas pontuais;
- Por vezes os trilhos são montados de forma “desligada” do pavimento, sendo que também nestes casos se caracterizam como cargas pontuais.

#### 4.2.3 Cargas pontuais

Além dos casos referidos anteriormente, em que se deve considerar as cargas atuantes como sendo pontuais, irão ser descritas outras situações em que o mesmo tipo de carga é considerado. Principalmente na indústria da distribuição as paletes encontram-se suportadas por estantes, o que torna possível o acesso individual a cada unidade armazenada, sendo feito o armazenamento em grandes alturas.

Como consequência deste sistema aparecem as cargas pontuais, que advêm de qualquer estrutura montada com pernas que descarregam diretamente no pavimento, ou de equipamentos de transporte de materiais. Seguidamente são apresentados diversos sistemas usados, não só para o armazenamento dos materiais, mas também em funções distintas, que provocam o mesmo tipo de carga no pavimento, identificadas pela norma britânica.

- Armazenamento por empilhamento:

Permite o armazenamento de bens a uma altura considerável, assim como o acesso individual a diferentes cargas. Este sistema consiste em vigas apoiadas na sua extremidade através de ligações metálicas. Esses apoios comprimem as secções em aço moldado a frio, que devem ser contraventadas. É importante referir que o peso das prateleiras não é, por norma, contabilizado. No entanto casos há em que o seu peso deve ser tido em conta e contabiliza-se como sendo uma carga permanente. O projetista deverá ter atenção a

que as cargas nem sempre se encontram distribuídas de forma igual nas prateleiras, o que poderá influenciar o dimensionamento, tal como acontece no armazenamento em consola.

No sistema de armazenamento por empilhamento, o vão que descarrega nas secções com função de pilar é, normalmente, o vão total das vigas. No entanto, o mesmo não acontece nos apoios de extremidade, o qual deve ser metade.

As bases de apoio devem ter  $100 \times 100 \text{ mm}^2$  de área e deve ser controlada a tensão que irão provocar no pavimento, assim como a tensão do material.

Tipicamente as cargas pontuais andam entre os 35 a 100 kN, contudo, por vezes, são usadas gruas que circulam sobre carris, o que pode incrementar a carga e atingir o valor de 200kN.

O armazenamento é feito em colunas com um espaçamento que anda à volta dos 25 e 35 cm, dispondo os materiais armazenados costas com costas, permitindo a disposição de corredores de duas em duas fiadas de estantes, onde circularão os aparelhos que farão a recolha ou depósito dos materiais.

- Estações de *Pick and Deposit*

São locais de triagem localizados no fim dos corredores e podem fazer parte da estrutura de empilhamento, ou encontrar-se destacadas. Em último caso estas podem concentrar mais cargas do que nas restantes estantes.

- Sistema de estantes móveis

Este sistema permite que as estantes se desloquem através de um chassis rolante colocado no pavimento. Estas movem-se individualmente, permitindo o acesso a um só corredor. Uma das grandes vantagens deste sistema é permitir a ocupação de cerca de 80% da área do pavimento para armazenamento. A estabilidade deste sistema é assegurada até uma altura de 11 m.

Dependendo da rigidez e tipos de apoios dos trilhos, a carga pode ser considerada pontual ou linearmente distribuída, sendo o valor esperado cerca de 150 kN/m. O fornecedor dos trilhos deve ser consultado relativamente aos esforços axiais instalados nos mesmos devido às acelerações e travagens realizadas.

- Cargas armazenadas variáveis:

Este sistema provoca uma elevada movimentação de cargas. As paletes são colocadas através de um empilhador no topo superior da estante, que através de um tapete rolante inclinado irá movimentar a carga para junto da que foi colocada anteriormente. À medida que as cargas vão sendo retiradas, do lado oposto onde foram colocadas, as mais antigas avançam devido à força da gravidade, sendo este sistema de armazenamento de *stock* denominado como o princípio de *first-in, first-out*.

- *Drive-in/Drive-through racking*

Com este sistema não existem divisões por corredores. O sistema permite o acesso para armazenamento e reposição de bens. As estantes são suportadas através de uns perfis metálicos aparafusados aos elementos verticais da estante e funcionando em balanço, estando apenas apoiados numa extremidade. Este sistema, quando comparado com sistemas onde existem corredores, permite uma otimização de 50%, oferecendo mais espaço para armazenamento.

- *Sistema push-back racking*

Oferece um bloco de cargas muito denso, mas com uma reduzida quantidade de produtos seleccionáveis. As paletes são colocadas com um empilhador, num local da estante onde seja possível a colocação de outra paleta à frente desta última, e como indica o nome deste sistema, a carga seguinte irá ser colocada de forma a empurrar a última carga que lá tinha sido colocada. Regularmente estes sistemas têm linhas com menos do que quatro paletes e a sua altura não excede os 6 m.

As cargas horizontais provocadas pelo atrito entre a paleta e a estante não excedem, normalmente, os 5 kN, assegurando assim o bom funcionamento do sistema. O sistema é denominado pelo princípio do *first-in, last-out*. Os pontos de apoio podem revelar diferentes valores devido à disposição das cargas.

- *Estantes em consola*

São também conhecidas como estantes de barras, devido ao grande comprimento de cargas que pode suportar. São por vezes usadas juntamente com empilhadores colocados lateralmente. Normalmente não ultrapassam os 8 m. No entanto podem ser fortemente carregadas.

- *Mezzanines*

As *Mezzanines*, ou plataformas elevadas, são usadas muitas vezes na produção e mesmo no armazenamento e montagem. Facilmente são atingidos os 200kN de carga por perna de *Mezzanine*, sendo necessário controlar a base de apoio no solo. Pode ser necessária a execução de uma nova laje de reforço ou até mesmo a execução de apoios discretos nas fundações.

- *Sistema Autoportante*

Este sistema oferece à estrutura suporte de cobertura e fachada, ao passo que garante, com os mesmos materiais, o funcionamento de um sistema de armazenamento. Este sistema pode cobrir uma extensa área e pode atingir alturas superiores a 45 m. Não é possível estimar as cargas pontuais deste tipo de sistema, devido às grandes variações de altura e bens a armazenar, assim como as ações devidas ao vento e neve. O projeto e conceção deste sistema são relativos a um campo específico e por isso deve haver um acompanhamento e aconselhamento de um especialista experiente.

Com este sistema de construção, a laje irá funcionar como traves de fundação para a totalidade da estrutura. Ao ser construída ao ar livre, os defeitos superficiais são mais suscetíveis de ocorrer.

### 4.3 EQUIPAMENTOS DE TRANSPORTE DE MATERIAIS

Equipamentos de transporte de materiais (ETM) são mais comumente conhecidos como empilhadores e o seu objetivo é colocar ou retirar paletes nas prateleiras e movimentá-las dentro das instalações ou transportá-las para fora das instalações, mas entre distâncias muito curtas. As cargas produzidas por estes equipamentos são pontuais e devem ser tidas em conta algumas considerações, tais como: área máxima de contacto entre as rodas e o pavimento, e a máxima carga que as rodas podem transmitir. As características dos equipamentos assim como o seu peso, variam, razão pela qual os clientes devem ser consultados.

#### 4.3.1 ETM em operação no pavimento

Os empilhadores são usados ao nível do pavimento para mover uma ou mais paletes e para as recolher ou colocar nas estantes. A capacidade destes equipamentos, por norma, não ultrapassa as 3 ton, tendo por isso rodas com pequenas dimensões e, conseqüentemente, as pressões exercidas no pavimento serão elevadas.

O pavimento deve ser plano e ter uma superfície bem nivelada, com requisitos de elevada qualidade, no que a estes equipamentos diz respeito.

Antes de prosseguir é importante fazer referência aos diferentes tipos de juntas existentes nos pavimentos térreos industriais, tal como na Tabela .

Tabela 4.7 – Diferentes tipos de juntas executadas em pavimentos térreos industriais

Tipos de juntas				
Juntas de movimento livre		Juntas de movimento restrito		Juntas amarradas
Serradas	Moldadas	Serradas	Moldadas	

Mais à frente, serão abordados os diferentes tipos de juntas mais aprofundadamente, no presente relatório.

As juntas nos pavimentos são propícias a degradações provocadas por estes equipamentos, motivo pelo qual as juntas em serra são uma boa solução para este problema, mantendo a junta com o tamanho desejado. As juntas de livre movimento têm normalmente uma abertura maior e deve-se ter em conta as amarrações das juntas.



Figura 4.23 - Pavimento com juntas serradas [31]

Em indústrias onde este tipo de equipamento é usado intensamente, tal como na indústria de distribuição alimentar, também devem ser feitas considerações sobre o uso de lajes de pavimento “sem juntas”. No entanto as juntas de movimento livre são dispostas de 50 em 50 m e devem ter uma espessura superior a 20 mm.

Neste tipo de operação o cliente deverá decidir entre juntas espaçadas de 50 m ou espaçadas de uma maior distância, sendo que esta última obriga a uma maior abertura da junta. No entanto, o sistema de amarração de juntas pode ser implementado após a abertura de fenda por retração do betão. A operação de alguns tipos de equipamento móvel pode ser agressivo na superfície, causar abrasão e outros danos superficiais. A principal causa dos danos é a fricção das paletes no pavimento, principalmente quando estas se encontram em mau estado, ao serem retiradas ou colocadas neste.

#### **4.3.2 ETM em operação em movimento livre ou em corredores abertos**

Os empilhadores carregam a carga à frente do eixo frontal são usados para empilhar cargas até 7 m de altura e para movimentação geral de materiais. Devido ao facto de estes carregarem a carga à frente do veículo, os corredores onde estes circulam deverão ter uma largura de, pelo menos, 4 m. A capacidade de carga destes ronda as 10 ton, no entanto dentro do pavilhão não devem exceder as 3 ton, assim como não deve exceder os 7 m de altura de elevação, de modo a garantir a estabilidade do equipamento. As rodas tanto podem ser constituídas por borracha maciça, como conter ar no seu interior e todos os tipos podem ser agressivos em superfícies molhadas, ou poeirentas, pelo que é necessário manter o pavimento limpo, de modo a minimizar os danos.

Os empilhadores retráteis são fornecidos com mastros telescópicos que transportam a carga numa posição retraída. Operam em corredores com uma largura superior a 3 m e têm a capacidade de carregar 2 ton. Normalmente não excede os 10 – 12 m de elevação de cargas e é usado tanto para colher cargas, como para operar em livre movimento. As suas rodas têm um diâmetro de cerca de 200 a 350 mm e são

comummente agressivos para a superfície dos pavimentos. As superfícies devem ser planas e niveladas sem juntas largas e sem diferenças de altura.

### 4.3.3 ETM em operação em corredores muito estreitos

Empilhadores têm a possibilidade de retirar ou colocar paletes com o devido ângulo para o correto transporte. Os operadores destas máquinas andam ao nível do solo, ou num compartimento que acompanhe a carga, conhecidos como *man-down* e *man-up*, respetivamente. Como as rodas apenas se deslocam para a frente e para trás, não haverá abrasão provocada pelo atrito da rotação. A maior parte destes equipamentos tem 3 rodas (duas no eixo frontal e uma no eixo traseiro, sendo que as duas rodas frontais suportam a carga e a roda traseira conduz o equipamento), outros são constituídos por rodas acopladas, funcionando como uma única roda no eixo traseiro. Alguns equipamentos têm quatro rodas (uma em cada canto). Quando operam nos corredores as máquinas são conduzidas por trilhos ou por indução elétrica no pavimento e não são controladas pelo operador. Este sistema de indução afeta a espessura da laje, pelo que os fios condutores devem manter-se isolados dos varões de aço. No entanto, a presença de fibras de aço no pavimento não afetará o correto funcionamento do sistema.

Alguns empilhadores de correr têm mastros fixos não retráteis e deslocam-se entre trilhos que podem providenciar energia para o funcionamento do sistema. Este sistema é projetado com o fim de restringir movimentos laterais no mastro, tornando-o mais rígido. Contrariamente ao que poderia ser esperado, este sistema não é dimensionado para compensar inadequadas faltas de planicidade. O pavimento deve ser plano e nivelado sem juntas largas, desniveladas e estas devem ser todas iguais. Os pavimentos são específicos com uma classificação definida do movimento que depende da máxima altura, como definido adiante.

Os empilhadores grua correm sobre trilhos instalados no pavimento. Estes têm mastros fixos na parte superior e podem transferir entre corredores, através de ligações especiais. Não existem requisitos especiais quanto às deformações permitidas no pavimento, na medida em que os carris são nivelados através de calços. No entanto, o pavimento deve ter um bom nivelamento em geral, assim como as estantes e os trilhos. Assentamentos a longo prazo devem ser tidos em atenção, evitando problemas operacionais.

## 4.4 REGULARIDADE DA SUPERFÍCIE

### 4.4.1 A importância de uma superfície regular

O perfil da superfície do pavimento deve ser controlado para que uma elevação que possa surgir no pavimento não afete/condicione a operação efetuada no mesmo. Em geral, os pavimentos onde são transportados materiais por equipamentos que os elevam a grandes alturas requerem um maior controle na regularidade da superfície do que os pavimentos onde apenas se trabalha praticamente ao nível do solo. A inapropriada regularidade pode resultar numa redução da velocidade de operação dos equipamentos, redução da produção ou manutenção do pavimento. Os desníveis no pavimento são avaliados em milímetros e numa extensão de alguns metros.

Deve-se controlar a regularidade nos dois sentidos e deve estar dentro dos limites de planicidade. Esta deve ser avaliada quanto às variações em pequenas distâncias, enquanto que o nivelamento deve ser avaliado em distâncias mais longas. Não são facilmente definidas essas distâncias, mas normalmente são controladas em distâncias de 30 mm quando se avalia a planicidade e em distâncias de 3 m quando se pretende conhecer a inclinação do pavimento.

### 4.4.2 Termos e definições

Elevação diferencial: Distância em altura entre dois pontos. Os pontos podem ser fixos a distâncias prescritas, ou podem ser pares de pontos móveis espaçadas de distâncias prescritas,

Mudanças na elevação diferencial: A alteração na diferença de alturas entre dois pontos.

Dado/ponto de partida: É o ponto de referência usado para nivelamento do pavimento.

Planicidade: Característica da regularidade da superfície do pavimento segundo pequenas distâncias (300 milímetros).

Nivelamento: Característica da regularidade da superfície do pavimento segundo maiores distâncias (3 metros).

Propriedade: Elevações diferenciais ou distâncias medidas derivam de medidas que limitam essas distâncias para cada classe do pavimento.

- Propriedade I – diferença de alturas em mm entre dois pontos, do pavimento, espaçados de 300 mm
- Propriedade II – controla a planicidade, entre duas medidas consecutivas verifica-se a diferença de alturas

- Propriedade III – diferença de alturas em mm entre o eixo das rodas frontais de um equipamento de transporte em mm
- Propriedade IV – controla o nivelamento entre pontos fixos espaçados de 3m em ambas as direções.

#### **4.4.3 Tipos de pavimentos: Movimento Livre e Movimento Restringido**

Em armazéns os materiais são usados em duas áreas distintas: áreas com tráfego de circulação livre e zonas de circulação condicionada.

Nas áreas de livre movimentação, os equipamentos de transporte podem circular aleatoriamente em qualquer direção. Estas áreas são características de fábricas, revendedores, armazéns ao nível do pavimento e distribuição alimentar, sendo também comum nestas atividades encontrar-se algumas zonas de movimentação condicionada.

Nestas áreas de circulação condicionada, os veículos usam caminhos nos corredores estreitos, são normalmente associados com armazéns de grande altura. O modelo já é dimensionado especificamente para acomodar as estantes e os veículos. É comum as empresas combinarem os dois tipos de circulação, movimento livre nas zonas onde as cargas estão num nível mais baixo e para reposição ou alcance a cargas mais elevadas é usado o movimento definido.

Os pavimentos que acolhem os dois tipos de requisitos devem obedecer a uma superfície especialmente regular, pelo que o desempenho associado deverá ser atingido com um custo economicamente viável.

As diferentes especificidades são refletidas nas técnicas topográficas usadas no controlo das medidas prescritas.

#### **4.4.4 Movimento livre**

Na avaliação da regularidade deste tipo de pavimento é selecionada uma amostra do pavimento onde se realizará a verificação, devido à infinidade de pontos possíveis de serem escolhidos. O mesmo método não é utilizado nos locais de movimentação condicionada, onde não é necessário controlar todos os pontos com precisão e há um risco muito pequeno de colidir com a estrutura de armazenamento, devido a irregularidades no pavimento.

#### **4.4.5 Movimento condicionado**

Este tipo de movimento ocorre, em geral, em corredores muito estreitos ou em estantes do tipo *drive-in*. Nestes corredores a regularidade do pavimento é de grande importância para que as máquinas que neles operam não percam o seu rendimento.

As superfícies com défices de regularidade incrementam o risco de colisão entre o equipamento e as estantes, causadas por fadiga do operador e força a manobrar o equipamento a velocidades mais reduzidas. Pode ser criado *stress* no mastro e no corpo do veículo, o que causará problemas nas soldas e perturba o desempenho dos componentes elétricos.

Na Figura 4.24 é possível constatar o deslocamento causado na parte superior do mastro da máquina devido ao equipamento correr sobre um piso com uma inclinação com 2.5mm num dos lados do eixo.

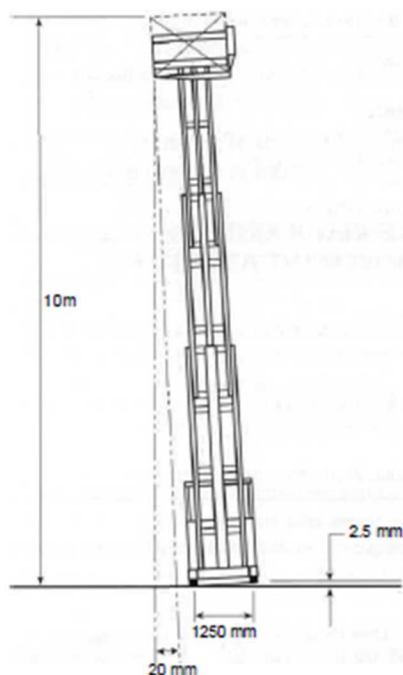


Figura 4.24 – Exemplo da consequência de um desnivelamento no pavimento [14]

Embora apenas a regularidade da superfície dos corredores seja controlada, não deve ser esquecido que também a zona do pavimento por baixo das estantes foi construída na mesma altura, no entanto não podem ser definidas como zonas de circulação condicionada. Os métodos de construção para as zonas de movimentação condicionada são apenas indicados para assegurar os requisitos toleráveis onde circularão as rodas dos equipamentos.

Caso não sejam conhecidas as localizações dos corredores onde circularão condicionadamente as máquinas, na data da sua construção, deve-se adotar métodos construtivos respeitantes a áreas de livre circulação. É de realçar que devem ser realizadas construções de forma a irem ao encontro das necessidades finais dos corredores, não sendo economicamente viável nem prático aplicar essa técnica em todo o pavimento. Também as áreas fora das estantes, como locais de armazenamento de *inputs* e *outputs* ou áreas de transferência, devem ser consideradas como de livre movimentação.

#### **4.4.6 Regularidade em áreas de movimento livre**

##### **4.4.6.1 Recursos de medidas**

São efetuadas duas medidas características nas áreas de circulação livre: Propriedade II e Propriedade IV, sendo também o pavimento controlado para referência.

##### **4.4.6.2 Amostragens**

Não é possível identificar o infinito número de diferentes caminhos a realizar pelos equipamentos num pavimento de circulação livre, razão pela qual os pontos são recolhidos numa área de pavimento com uma grelha de 3m entre pontos. Áreas entre pilares, paredes ou outro elemento de suporte vertical espaçada a menos de 1.50m não costuma ser alvo de avaliação topográfica, por terem sido construídas para combinar com características adjacentes. As regularidades dos pavimentos dessas pequenas zonas tendem a ser diferentes do resto do equipamento.

A Propriedade II é medida pela amostra das linhas usadas para medir a Propriedade IV. O comprimento total mínimo das linhas de controlo em metros é calculada pela área do pavimento dividindo por 10. Estas linhas devem ser distribuídas uniformemente atravessando o pavimento com o total do comprimento das linhas em cada direção proporcionalmente à dimensão do pavimento. Esta uniformidade assegura que a topografia dá acesso a uma amostra razoável da área de movimento livre.

A Propriedade IV é medida em todos os pontos adjacentes da grelha.

##### **4.4.6.3 Técnicas topográficas**

A Propriedade II é normalmente medida usando um equipamento digital concebido com este propósito.

A Propriedade IV é medida usando mão-de-obra especializada, ou outro método com precisão adequada.

##### **4.4.6.4 Análise de dados e limites permitidos**

O pavimento não está conforme se:

- mais de 5% do número total de medidas exceder 95% do limite de proporcionalidade;
- qualquer medida exceder 100% do limite de propriedade que avalia e
- qualquer ponto da Propriedade IV está  $\pm 15\text{mm}$  fora do valor de referência.

É necessário conhecer-se a posição exata dos corredores antes da sua construção para que estes limites sejam impostos.

#### 4.4.6.5 Classificação do pavimento

Em termos gerais, quanto maiores os requisitos do pavimento, maiores são os custos associados ao mesmo. Os requisitos mais apertados na planeidade do pavimento podem levar a um método de construção com maior número de juntas. Contudo as técnicas de construção e consequentemente as tolerâncias associadas estão em constante desenvolvimento, pelo que a empresa contratada deve ser consultada para ser encontrada a melhor técnica de construção, regularidade de superfície e custo adequado ao uso planeado.

Os pavimentos de livre circulação e as tolerâncias não atendem as necessidades para os corredores muito estreitos, onde um caminho definido deve ser usado. Se o desenvolvimento seguir sem informação detalhada sobre a disposição das estantes, é então recomendado a classificação do pavimento como *FM2 special*. Serão efetuadas advertências relativas à conversão de áreas de movimento livre para movimento definido mais adiante. É de realçar que *FM2 special* é um pavimento cujas tolerâncias são honrosas, no sentido que representa os mais elevados padrões a atingir em pavimentos de grandes áreas.

Uma vez conhecidas as zonas de movimentação, poderá ser necessário proceder-se a algum desgaste do pavimento para a colocação de trilhos ou para definir locais para a passagem das rodas.

Esta especificação não é necessária para uso de baixa altura, onde *FM2* é satisfatório. Adequa-se sim, em corredores muito estreitos, onde se encontram máquinas a correr sobre trilhos que podem alcançar mais de 8m. Para acolher este tipo de sistema os edifícios deverão ter cerca de 10m de altura até ao beiral.

#### 4.4.6.6 Não conformidade

Em movimento livre é impossível controlar a relação entre todos os pontos do pavimento. Por este motivo a amostra dos pontos na superfície do pavimento é arbitrada com os caminhos mais correntes. Os dados são analisados e o número de medidas de cada propriedade que se encontram dentro do limite são calculadas em percentagens do número total de medidas anotadas. Quando mais de 5% das medidas forem superiores a 95% do limite ou alguma medida superar 100% do limite, é recomendado que as medidas individuais sejam examinadas ao detalhe para determinar a sua importância, antes que seja tomada alguma medida de reparação. É pouco provável que variações pequenas afetem o desempenho do pavimento e as ações de reparação como desgaste induzido no pavimento devem afetar a aparência do pavimento, particularmente quando são usadas misturas a seco.

#### 4.4.6.7 Regularidade nas juntas em zonas de movimento livre

As juntas criam, inevitavelmente, descontinuidades no pavimento. O efeito dessas descontinuidades depende das especificações dos requisitos operacionais do pavimento. Tipos diferentes de juntas oferecem diferentes tipos de desempenho que podem estes mesmos ser alterados ao longo do tempo.

A orientação dada pela norma britânica (*TR 34 – Concrete Industrial Ground Floor*) é para novas edificações, no entanto é possível recorrer ao seu uso para avaliar pavimentos antigos.

Em pavimentos novos, as juntas serradas não afetam a regularidade do pavimento. As juntas de formas nos bordos de longas faixas ou ao longo de grandes áreas de construção devem ter mais efeito. Estas juntas de formas consistem em lajes conectadas a peças em aço que lhes conferem uma maior resistência.

Juntas de formas em novos ou em antigos pavimentos podem afetar a regularidade da superfície de três diferentes maneiras:

- Com aberturas de junta;
- Magnitude de qualquer passo na junta;
- Mudança na altura (Propriedade II) através de junta.

A avaliação dos critérios de desempenho e as tolerâncias associadas são de difícil caracterização, pelo que esta área não tem sido devidamente acompanhada.

Todos os fatores podem mudar com o tempo. As ações dinâmicas dos equipamentos de transporte podem afetar o desempenho da junta, esses desempenhos podem-se pronunciar ao longo do tempo, principalmente se existir uma falha na capacidade de transferência de cargas, ou perda de suporte no subsolo. Ainda assim é esperado movimento na junta devido a retração.

Onde o desempenho da junta é considerado crítico, sugere-se que os detalhes específicos sejam acordados antes da construção, baseados em conselhos de especialistas.

A manutenção das juntas e dos selantes podem ter um efeito significativo no desempenho destas.

### **4.4.7 Regularidade em áreas de movimento condicionado**

Esta secção prevê um guia prático no controlo da regularidade da superfície em áreas de movimentação definida.

#### **4.4.7.1 Recursos de medidas**

O controlo da regularidade neste tipo de pavimentos passa essencialmente por 3 métodos, quando existe um sistema de duas rodas frontais carregadas: Propriedade I, II e III. O nível de pavimento será avaliado tendo em conta o valor de referência.

#### **4.4.7.2 Amostragens**

Os corredores são topografados ao longo de todo o comprimento. A topografia deve estender-se até antes da primeira perna das estantes, fora dos corredores de transferência, para a área de livre circulação,

a uma distância que é projetada para ter em conta a utilização da área usada pelo equipamento de manuseamento de materiais, evitando possíveis contactos com um qualquer equipamento de grande altura como calhas guia. Os corredores devem ser analisados separadamente para fins de conformidade.

#### 4.4.7.3 Técnicas topográficas

As Propriedades I, II e III são comumente medidas usando um perfilógrafo que produz leituras contínuas ou semi-contínuas.

#### 4.4.7.4 Análise de dados e limites permitidos

Os dados da pesquisa são analisados e comparados com os limites para as Propriedades I, II e III. A análise deve ser efetuada separadamente em cada corredor e o pavimento é não conforme se:

- Mais de 5% do número total de medições em qualquer corredor superar 95% do limite de proporcionalidade;
- Qualquer medição em qualquer corredor exceder 100% o limite de proporcionalidade e
- Qualquer ponto do pavimento for  $\pm 15\text{mm}$ , diferente do valor de referência.

Não é possível impor nem especificar esses limites para definir movimentos, a menos que seja conhecida a posição dos corredores antes da construção.

#### 4.4.7.5 Classificação do pavimento

As classificações dos pavimentos baseadas na altura de elevação dos equipamentos manuseáveis são obtidas na tabela 4.3 da TR 34 – Concrete Industrial Ground Floor, com os limites estabelecidos pelas Propriedades I, II e III.

Tabela 4.8 – Limites permitidos nas propriedades I, II e III [14]

Classificação do pavimento	Altura de alcance do ETM	Propriedade I		Propriedade II		Propriedade III			
						Roda até 1.5 m		Roda com mais de 1.5 m	
		95%	100%	95%	100%	95%	100%	95%	100%
Superflat (SF)	Mais de 13 m	2.5	4.0	4.5	7.0	1.5	2.5	2.0	3.0
Categoria 1	De 8 a 13 m	3.5	5.5	8.0	12.0	2.5	3.5	3.0	4.5
Categoria 2	Até 8 m	5.0	7.5	10.0	15.0	3.5	5.0	4.0	6.0

Aquando desta decisão da classificação, deve ser tido em conta que, apesar de haver um custo superior do pavimento, os requisitos para maiores tolerâncias de regularidade podem levar a métodos de construção com mais juntas moldadas. Deve evitar-se uma classificação elevada desnecessária. No entanto, como as técnicas de construção estão em constante evolução, deve ser consultada a empresa construtora de forma a combinar a melhor técnica para garantir a regularidade adequada da superfície e o correspondente custo associado.

#### **4.4.7.6 Não conformidade**

Quando os pavimentos são construídos, usando técnicas apropriadas à classificação do pavimento, praticamente todas as medições podem ser esperadas encontrar-se dentro dos limites da Tabela 8. Onde os limites forem excedidos, deve ser possível induzir um desgaste no pavimento de forma a reparar possíveis elevações ocorridas ou, em circunstâncias não comuns, preencher as áreas baixas da superfície com uma calda de cimento, resina epoxy ou material de acabamento do pavimento. Apenas se devem efetuar estas verificações após conhecida a localização do equipamento e após estar concluída a instalação das estantes, idealmente, para evitar o erro no alinhamento. Se forem executados carris para permitir a circulação das rodas, estas devem estar em total contacto com o pavimento, evitando zonas de *stress* nas rodas.

Quando é requerida a indução de desgaste no corredor, 100% de todas medições finais nesse corredor devem estar abaixo de 100% do limite e 95% das medições devem estar abaixo de 95% do limite. É recomendado que, onde for prático, esse valor superior da proporcionalidade seja no fim dos corredores.

O alisamento do pavimento irá afetar a aparência do mesmo, particularmente onde for usada uma mistura seca para melhorar a sua aparência.

#### **4.4.7.7 Regularidade nas juntas em zonas de movimento condicionado**

Todas as juntas transversais nos corredores nas zonas de movimentação condicionada estão incluídas no método de padrões de controlo. As juntas longitudinais encontram-se por baixo das estantes, não sendo sujeitas ao tráfego de equipamentos de transporte de materiais.

#### **4.4.7.8 Alterações na inclinação do pavimento ao longo do tempo**

As alterações no pavimento podem aparecer devido a três fatores principais.

Deflexões no pavimento por baixo das cargas. Os projetistas devem assegurar que as deformações esperadas são compatíveis com o nivelamento e regularidade requeridos. Deformações sob cargas

pontuais suportadas pelo pavimento devem ser calculadas mais adiante. Deformações em lajes que suportam pilares devem ser estimadas de acordo com BS 110 ou pela NP EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2).

Os assentamentos inesperados do terreno podem afetar o nivelamento e a regularidade do pavimento. Tais assentamentos podem ocorrer devido a dados incorretos sobre a avaliação das características do solo, ou porque o processo de tratamento do mesmo não foi o adequado.

O nivelamento e a regularidade podem variar nos bordos ou cantos dos painéis de pavimento, como consequência deste ondular. Este ondular é causado pela retração diferencial do betão. A exposição da superfície superior seca e retrai mais do que na base, causando ondulação no pavimento. Esta anomalia pode ocorrer em qualquer altura durante os dois primeiros anos após a sua construção. A ondulação não pode ser totalmente eliminada e tem tendência a ser imprevisível. No entanto, isto é uma forma de retrain e é prudente limitar os seus efeitos.

#### **4.4.7.9 Converter pavimentos para corresponder a requisitos de movimento condicionado**

Pavimentos antigos são várias vezes convertidos para uso de movimento definido, quando a utilização do edifício é alterada. É recomendado que o pavimento seja avaliado, como parte do processo de planeamento, com vista a estabelecer a extensão do desgaste induzido ou outro trabalho que seja necessário para ir de encontro às tolerâncias de regularidade da superfície.

Existem significativas diferenças entre as tolerâncias para movimento livre e movimento definido. Antes de se efetuar as conversões para movimento definido devem ser comparadas com as tolerâncias das especificações da existente área de livre circulações, para avaliar a sua viabilidade. Por exemplo, uma comparação feita pela norma abordada com mais ênfase é a diferença entre a Categoria 1 e FM 2. A Propriedade III para a Categoria 1 requisita uma diferença de alturas de 2.5mm numa distância de 1.50m. Isto deve ser contrastado com o limite permitido pela Propriedade IV na FM 2, que é 8mm em 3.0m de comprimento.

Em construção especulativa, quem desenvolve o processo é aconselhado a construir tendo em conta os padrões mais altos possíveis. A regularidade superficial FM 2 (special) é sugerida a reduzir a quantidade de desgaste induzido requerido para o uso da Categoria 1, uma vez que as áreas de movimentação definida já foram determinadas.

## **4.5 REQUISITOS DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO**

A finalidade deste capítulo é ajudar o projetista a perceber o que pode ser esperado da superfície do pavimento, de modo a avaliar a importância de características particulares em pavimentos e, se necessário, para decidir sobre as medidas mais adequadas a implementar. O desgaste induzido usado

para criar uma superfície regular não irá, por norma, afetar o uso destinado ao pavimento, mas afeta a aparência e remove, total ou parcialmente, qualquer tratamento da superfície tal como um revestimento de mistura seca.

Sempre que possível, as especificações de contrato devem conter critérios a serem atingidos. Contudo, algumas características não são fáceis de determinar e as suas descrições podem ter várias interpretações. As especificações do contrato não devem ser encerradas enquanto as expectativas do Dono de Obra ou o seu utilizador forem estabelecidas e se acordar que estas são práticas e devem ser acordadas por todas as partes envolvidas.

#### **4.5.1 Resistência à abrasão**

A resistência à abrasão é a capacidade da superfície de betão resistir ao desgaste provocado pela raspagem, rolamento, deslizamento, corte e forças de impacto. Desgaste, que é a perda de material da superfície, é um processo de desagregação e deslocamento de partículas ou fragmentos da superfície. Os mecanismos de abrasão são complexos e podem ocorrer diferentes combinações de diferentes ações em vários ambientes, por exemplo, pela passagem dos pneus de camiões, devido a tráfego pedestre, raspagem e impacto. Abrasão precoce e excessiva pode ser causada pela baixa resistência do betão ou por danos causados pela água durante a construção. Existem ensaios capazes de medir a resistência à abrasão do betão.

Os requisitos da resistência à abrasão devem ser especificados em relação às condições de serviço. Na prática muitos pavimentos terão uma combinação de usos, particularmente quando uma variedade de camiões operam no pavimento. É frequente, por exemplo, a existência de camiões com rodas constituídas à base de polímeros e de aço a operar em conjunto, assim como também a presença de empilhadores com rodas de borracha em certas áreas.

A resistência à abrasão inadequada pode ser melhorada por adição na superfície de caldas de resina. Em casos mais graves, a remoção da superfície e a aplicação de um revestimento pode ser necessária.

#### **4.5.2 Resistência química**

Os ataques químicos nos pavimentos de betão derivam de derrames de químicos agressivos. A intensidade do ataque depende de um número de fatores, nomeadamente a concentração e composição do agente agressivo, o pH e a permeabilidade do betão, assim como do tempo de contacto.

Exemplos de substâncias comuns que podem ter contacto com o pavimento em betão são ácidos, vinhos, cervejas, leite, açúcares e óleos do tipo mineral e vegetal. Os materiais que são perigosos para o betão

encontram-se listados na norma britânica TR – 54 e um guia mais extenso está presente no guia Portland Cement Association.

Qualquer agente que ataque o betão irá eventualmente causar danos se permanecer em contacto durante tempo suficiente. Embora limpezas frequentes sejam feitas de forma a remover agentes potencialmente agressivos, ciclos repetidos deste procedimento causarão danos na superfície a longo prazo.

Onde o ataque químico é propício devem ser tidas considerações para proteger o pavimento com um material quimicamente resistente à ação do agente agressivo. Existem recomendações quanto à aplicabilidade de resinas na norma BS 8204-6 e de fornecedores especializados.

#### **4.5.3 Cor e aparência**

Os pavimentos em betão são construídos primeiramente de materiais encontrados na natureza e finalizados com técnicas que não permitem um controlo tão eficaz como os produtos realizados em fábrica. A aparência final do pavimento em betão nunca será tão uniforme como uma superfície finalizada com tinta. Contudo, algumas características dos pavimentos de betão que são visíveis nas primeiras semanas após serem executadas, tendem a ficar menos visíveis com o passar do tempo. Mais cuidados são necessários nas fases finais quando a aparência é importante.

Os pavimentos podem ser construídos com uma fina camada de mistura seca. Por vezes, estas incluem pigmentos para dar cor à superfície final, contudo não dá uniformidade nem a intensidade necessária da cor de uma pintura aplicada. Os usuários do pavimento são aconselhados a inspecionar pavimentos existentes em uso para avaliar os benefícios de tais acabamentos e os efeitos que podem ser alcançados.

Para uma cor intensa e consistente é necessário usar um revestimento de superfície ou pintura. É requerida uma manutenção contínua.

#### **4.5.4 Fendilhação**

A fendilhação ocorre quando a tensão atuante numa laje excede a tensão resistente do betão à tracção. Esta situação ocorre mais frequentemente quando a retração por secagem a longo prazo está restrita por algum motivo. Tais fendas não podem ter repercussões no funcionamento da estrutura. No entanto, menos comumente, as fendas podem ter origem nas cargas excessivas ou em estruturas desadequadas e algumas podem até revelar problemas estruturais devido à sua posição em relação a cargas aplicadas. Muitos fatores afetam a formação de perdas por retração e é muito difícil garantir a não existência de fendas no pavimento.

Deve ser determinada a causa da fenda antes que esta seja reparada. O projetista e o construtor devem prestar especial atenção quanto aos detalhes de isolamento, tais como em tampas de saneamento cantos de reentrância ou pilares, que podem causar restrições quanto à retração. Carregamentos precoces de lajes também podem causar uma “fixação” da laje ao subsolo, que poderá restringir a retração e provocar fendilhação.

A norma *TR 34* faz referência a outra norma, *TR 22 – Non Structural Cracks in Concrete*, na qual consta um guia de avaliação e tratamento de fendas e possíveis causas do seu aparecimento, no entanto neste trabalho apenas será feita uma referência quanto aos produtos disponibilizados pela empresa Sika.

As pequenas fendas afetam a aparência do pavimento e devem ser monitorizadas e controladas segundo o plano de manutenção elaborado para o pavimento. Se as arestas da fenda começarem a lascas ou se a fenda continuar a aumentar, esta deve ser tratada para evitar a continuação e agravamento da degradação. Contudo, deve ser tido em conta que em fendas recentes será vantajoso não atuar de imediato, deixando que a fenda se torne inativa e só aí ser tratada. No caso de fendas ativas é necessário providenciar algum grau de suporte às arestas, sendo utilizada uma resina semi-flexível. Se a fenda for provocada por alguma deficiência estrutural, uma atuação mais cuidada deve ser tida em conta antes que a avaliação de uma ação de remedeio seja efetuada.

### **4.5.5 Fissuração generalizada**

Esta anomalia é comum na maior parte dos pavimentos com pouco tempo de vida. Tende a ser mais visível quando os pavimentos são molhados e limpos, estando sujos com poeiras de fina granulometria. Por norma, é apenas uma questão de aparência e não tem consequências no Estado Limite de Serviço.

Este mecanismo não é bem compreendido, mas é sabido que a zona da superfície consiste predominantemente em pasta de cimento ou argamassa. Nos pavimentos recentemente acabados, esta pasta é intensivamente compactada, pelo processo de alisamento e pode ter um rácio pobre de água/cimento. Como o mecanismo não é bem compreendido não é possível recomendar medidas para reduzir esta ocorrência.

Com a inexistência de um método apropriado para o tratamento desta anomalia, se este aspeto for inaceitável para o usuário deve constar no planeamento uma pintura extra, no entanto, isto revelará um custo na manutenção do planeamento.

### **4.5.6 Ondulação do pavimento**

Este fenómeno de ondulação do pavimento é bastante comum, mas geralmente não se reflete numa anomalia estrutural. Contudo, pode acontecer que essa ondulação tome proporções tais que afetem a

regularidade do pavimento, que deverá ser controlada pelos limites impostos anteriormente. Quando necessário, estas deformações (enrugamentos) podem ser resolvidas recorrendo ao desgaste provocado com a finalidade de regular a superfície.

Esta anomalia pode provocar uma perda do subsolo de suporte e desequilibrar a laje, sendo que deve ser monitorizada como parte integrante do plano de monitorização e tratar do problema como requisitado. Uma laje de nivelamento pode restaurar o suporte perdido.

#### **4.5.7 Delaminação**

A delaminação caracteriza-se pela perda de uma camada (2 a 4mm) da superfície do elemento e por norma abranda o tráfego. O mecanismo de delaminação não é totalmente compreendido, mas crê-se que resulta de vários fatores, incluindo uma configuração diferente da superfície do betão, presença de ar e características da superfície de drenagem do betão. A cura acelerada do betão causada pelo vento em espaços abertos pode afetar significativamente as características de drenagem.

O tratamento desta anomalia prende-se com a remoção da zona afetada, limpeza e preenchimento com uma argamassa ou calda de resina. Em casos em que a anomalia não se estende por áreas grandes, pode ser vantajoso a aplicação de uma resina epóxi na interface.

#### **4.5.8 Resistência ao deslize**

A resistência ao deslize depende de quatro principais fatores: a superfície do pavimento, o calçado usado pelos trabalhadores, os pneus dos equipamentos de transporte de materiais e a presença de materiais que contaminam o pavimento. Em grande parte das indústrias, este último fator é o mais condicionante. O projetista deve identificar, à partida, os possíveis agentes que podem afetar o pavimento, de forma a dimensionar o melhor acabamento a aplicar no pavimento, de forma a minimizar/anular os possíveis danos.

Em geral, os pisos de betão limpos a seco são, regularmente, resistentes ao deslize no contacto entre o calçado e os pneus com o pavimento, mas não com todos os tipos. Contudo, verifica-se que durante a atividade laboral, nem todos os pavimentos se encontram nestas condições. Devem ser considerados três diferentes tipos de contaminações: poeiras, revestimentos e líquidos.

- Poeiras – Podem ser divididas em dois tipos: duras e macias. O tipo macio, tal como o talco, farinha e pó de cimento, cria uma fina camada na sola do calçado e no pavimento, modificando o comportamento relativo ao atrito entre os dois, reduzindo potencialmente a resistência ao deslize. A poeira do tipo duro, normalmente com grãos de tamanho superior aos referidos

anteriormente, podem atuar como esferas, principalmente se os grãos forem mais arredondados do que angulares, potencializando também o risco de deslizamento.

- Revestimentos – Normalmente advêm do uso de *sprays*, como por exemplo o derrame de agentes utilizados nas indústrias, podendo também ser polidores, óleos ou tintas. Os que contêm silicões são, em particular, problemáticos no que respeita à resistência ao deslizamento, podendo afetar uma vasta área à volta de onde são usados. A sua ação modifica a superfície do betão e pode reduzir a resistência ao deslizamento até um nível inaceitável.
- Líquidos – Estes formam uma película muito fina e lubrificante na área de contacto da sola do calçado e o pavimento. Este problema ocorre com maior frequência nos líquidos que fluem livremente e quanto mais baixa for a viscosidade, mais propícios estão a causar o deslizamento e mais rugosa deverá ser a superfície do pavimento, com vista a minimizar este problema. Também a água é uma causa comum dos acidentes afetos ao deslizamento em superfícies macias em betão, particularmente as que são alisadas para prevenir deterioração por abrasão.

De forma a contrariar os efeitos dos vários contaminantes das superfícies, pode ser executado no pavimento determinado grau de rugosidade. A forma como esse objetivo será atingido dependerá do tipo de pavimento, o calçado que será utilizado, etc. Em alguns casos apenas é necessária uma leve textura, admite-se por exemplo, 10µm. Contudo, sob contínuo tráfego pedestre e com tão pouca rugosidade, o pavimento pode tornar-se polido e perder a sua original resistência ao deslizamento.

Devido à inevitabilidade do desgaste causado na superfície do pavimento, uma solução alternativa é o usuário adotar um método mais adequado de limpeza e manutenção das boas condições para laborar, com vista a reduzir ou eliminar o problema contaminante ou confinar o seu uso a uma área restrita, onde os operadores teriam que ter uma conduta mais apropriada.

Por vezes, é possível ultrapassar os problemas de deslizamento com o uso de calçado especialmente concebido para oferecer uma elevada resistência ao deslizamento. É de relevar que não se encontram incluídos os típicos calçados de segurança, que podem não oferecer a devida resistência ao deslizamento. Enquanto a maior parte do calçado é satisfatório na superfície de betão limpa e seca, alguns materiais têm um valor baixo de resistência ao escorregamento.

De modo a condicionar a resistência ao escorregamento no pavimento devem ser executados testes apropriados. O teste do pêndulo, especificado na norma britânica BS 8204 – 2 (*grip-tester*), também usado na construção de rodovias, é o único equipamento capaz de fornecer resultados viáveis em condições secas.

O processo usado comumente no acabamento, que produz boa resistência à abrasão, também tende a criar resistência ao deslizamento mais baixa. Onde é de grande importância ter em conta a resistência ao deslizamento,

devem ser feitas considerações sobre tratamentos futuros, que podem consistir em tratamentos à base de jatos de areia ou água sob-pressão, condicionamento através da aplicação de ácidos ou a aplicação de um acabamento de resinas com agregados. Este último método é particularmente útil em áreas adjacentes a entradas, onde os pavimentos podem ser molhados pela chuva ou água trazida por veículos.

#### **4.5.9 Agregados de superfície**

Ocasionalmente, as partículas de agregados ficam expostas ou muito próximas da superfície. Se estas estão consolidadas com a superfície o problema apenas poderia ser estético, no entanto se estas se desprenderem, deixarão vazios na superfície do pavimento. Esses vazios podem ser limpos e preenchidos com uma pasta de cimento ou resina.

Onde existem partículas macias na superfície, estas devem ser removidas e substituídas por caldas de cimento, tal como os vazios.

#### **4.5.10 Fibras de superfície**

Fibras de aço podem ficar expostas na superfície do pavimento em betão, dependendo do tipo de fibra, proporção da mistura e técnicas de acabamentos. A sua incidência pode ser significativamente reduzida pelo uso de um acabamento constituído à base de uma mistura seca. As fibras que afetam o Estado Limite de Utilização podem ser retiradas após a cura do betão.

#### **4.5.11 Acabamentos de superfície**

Marcas de alisamento como “redemoinho” ou descoloração de polimento são frequentemente uma consequência da variação normal na configuração do betão ou, ocasionalmente, de um acabamento pobre, tal como excesso de alisamento. Normalmente, o impacto visual reduz significativamente com o tempo.

Excesso de compostos ou a existência de múltiplas camadas de composto de cura provoca áreas mais escuras. Este desgasta-se e desaparece com o tempo e uso do pavimento sem efeitos adversos na superfície.

### **4.6 ASPETOS DE DIMENSIONAMENTO**

Este subcapítulo 4.6, referente aos aspetos de dimensionamento, é de elevado interesse para os engenheiros e construtores com responsabilidades e participação nas fases de planeamento, dimensionamento e construção do projeto.

Primeiramente, será abordado o solo e o seu comportamento ao longo do tempo de vida útil da laje de pavimento, assim como considerações sobre o leito e as sub-bases.

Será feita uma referência aos sistemas de reforço através de armadura mais comumente usados e explicados os princípios em que assentam.

Seguidamente, abordar-se-á um tema que é crucial no dimensionamento de um pavimento térreo e que, quando bem dimensionado e executado, é capaz de resolver muitos dos problemas que existiam neste tipo de construção.

Por fim, é possível encontrar o método de dimensionamento proposto pelo documento em estudo, sendo abordado o Estado Limite Último e o Estado Limite de Serviço.

Alguns dos aspetos referidos neste sub-capítulo foram anteriormente abordados, nomeadamente os solos, as sub-bases, membranas e a armadura, contudo é pretendido dar a conhecer o disposto no relatório britânico para uma informação mais detalhada.

#### **4.6.1 Solos, sub-bases e membranas**

O documento britânico, no que ao estudo e interpretação de resultados de ensaios em relação aos solos diz respeito, indica que deve ser tida em conta uma análise realizada por um engenheiro geotécnico, de forma a ser possível obter uma leitura mais correta, permitindo aplicar um correto método de fundação ou tratamento do solo.

##### **4.6.1.1 Modelos de dimensionamento para solos**

São referidos dois modelos distintos de comportamento do solo no dimensionamento, aplicáveis pela TR 34, sendo o modelo “Winkler” e o modelo “Elastic Solid”, contudo apenas o modelo “Winkler” é explicado por ser o mais utilizado e por se aproximar mais da transferência de cargas directamente para o solo. As diferentes características destes dois métodos são as seguintes:

- O modelo “Winkler” consiste numa placa suportada por um líquido denso no qual é esperado que a fundação sofra uma deformação directamente proporcional à carga vertical aplicada, sem que sejam transmitidos esforços de corte nas imediações da área de fundação carregada.
- O modelo “Elastic Solid” onde é assumido que uma força vertical a ser aplicada na fundação irá gerar uma bacia de deformação contínua e infinita.

O primeiro modelo referido é o mais usado e também o mais antigo modelo utilizado, sendo a análise do pavimento, feita através do Método dos Elementos Finitos, onde são modeladas umas molas na malha gerada com um espaçamento de 0.1m. A vantagem do método é a simplicidade na sua aplicação.

O modelo desenvolvido por Westergaard assume que a laje atua como um corpo sólido homogêneo, isotrópico e em equilíbrio, considerando que as reações do leito do pavimento são verticais e proporcionais às deformações.

O solo é considerado um meio elástico e como tal é necessário determinar essa característica do terreno. Westergaard determina esta característica como o módulo de reação do solo ( $k$ ) que é definido como a carga necessária distribuída por uma determinada área para aplicar um deslocamento vertical, com as unidades  $\text{kN/m}^3$ . Por vezes, é feita a referência ao módulo de reação como módulo de resiliência e simplesmente, é admitido que o solo reage como se estivesse suportado por colunas de molas com um curto espaçamento entre elas. Desta forma, o módulo de reação do solo é equivalente a uma mola e é medido como a rigidez do terreno.

À medida que se desce a partir da superfície do terreno, encontram-se materiais com uma maior influência na deformação da laje a longo prazo. Para um pavimento carregado a pressão no terreno irá atingir uma profundidade considerável, motivo pelo qual o potencial das deformações resultantes do longo prazo tendem a ser mais condicionantes do que as deformações elásticas do terreno mais superficial, no seu dimensionamento. A consequência mais gravosa é a deformação diferencial entre áreas com grandes diferenças de carregamentos, afetando a regularidade da superfície.

Os materiais que se encontram mais próximos da superfície revelam-se mais influenciadores do módulo de reação do solo do que os materiais sedimentados a maior profundidade. O módulo de reação do solo é então a única forma, com propriedades de superfície, de pré-dimensionar a espessura da laje. Este módulo não reflete o efeito de assentamentos a longo prazo. No entanto, a indicação de baixos valores do fator  $k$  são indicativos de solos plásticos perto da superfície. De modo a ser possível obter informação sobre a deformação que ocorrerá a longo termo devem ser realizados ensaios a maior profundidade, tal como os de penetração dinâmica e analisados por um engenheiro geotécnico.

O relatório técnico TR 34 faz recomendações em relação à dimensão da placa a ser usada para determinar o módulo de deformabilidade do terreno, como já foi referido anteriormente, e apresentado um gráfico para converter o resultado no caso de ser usada uma placa de maiores dimensões.

A construção no subleito pode ser realizada sobre este em estado natural, se assim for possível, ou pode ser melhorado, para que seja possível a construção sobre este. Os solos devem ser capazes de oferecer uma resistência uniforme, sendo que devem ser removidos alguns pontos onde a resistência é excedida ou onde não for atingida. O material removido deve ser substituído e compactado para atingir as propriedades desejadas de acordo com o solo que o rodeia. É ainda fornecido pelo documento em referência um quadro com valores típicos dos valores  $k$  em função dos diferentes tipos de solo, como se apresenta a seguir na Tabela 9.

Tabela 4.9 – Valores típicos do fator k em relação aos diferentes tipos de terreno [Adaptado 14]

Tipo de Solo	Valor do fator k (N/mm <sup>3</sup> )	
	Valor inferior	Valor superior
Fino ou areia levemente compactada	0.015	0.03
Areia bem compactada	0.05	0.10
Areia muito bem compactada	0.10	0.15
Argila (húmida)	0.03	0.06
Argila (seca)	0.08	0.10
Argila com areia	0.08	0.10
Brita com areia	0.10	0.15
Brita grosseira	0.20	0.25
Brita bem compactada	0.20	0.30

O solo importado deve ser usado, quer para substituir material removido, como para adicionar ao solo existente, melhorando as suas características e aumentando a sua resistência. As terras, ou outro tipo de material a ser importado, devem conter uma graduação e índice de humidade que permitam a correta compactação do solo após a sua colocação.

#### 4.6.2 Armadura de reforço

Nesta parte do documento irão ser abordados os diferentes tipos mais comuns de armaduras de reforço utilizados na construção de lajes térreas, nomeadamente:

- reforço com varões de aço;
- malhasol;
- fibras de aço e
- fibras sintéticas estruturais.

O documento também faz referência à utilização de espaçadores utilizados na disposição da armadura.

#### 4.6.2.1 Reforço com varões de aço



Figura 4.25 – Varões de aço para reforço de estruturas em betão armado [32]

Os varões de aço, tradicionalmente usados, perderam a sua utilização neste tipo de construção, tendo sido substituídos pela malhasol nas lajes térreas que são realizadas em solos suficientemente resistentes, onde não seja necessário recorrer ao uso de estacas para a sua fundação. Também em locais que necessitem de um reforço de armadura superior ao utilizado na maior parte da laje, devem ser usados varões de aço para o dimensionamento do reforço e deve ser consultado o Eurocódigo 2 com vista a definir a sua disposição ao longo da laje.

Os requisitos do aço devem estar de acordo com a norma europeia *EN 10080:2005 – Steel for the reinforcement of concrete* e a norma portuguesa NP EN ISO 15630 – Aços para armaduras de betão armado e pré-esforçado – Métodos de ensaio.

Os varões de aço são entregues no estaleiro em conjuntos de 12m de comprimento, ou noutro comprimento acordado previamente com um fornecedor creditado para esse fim e a sua dobragem deve vir realizada do fornecedor. No entanto, podem ser dobrados no estaleiro com equipamento adequado e mediante as disposições implícitas no projeto.

Caso existam veículos guiados por fios a circular no pavimento, os varões devem ser fixos a uma profundidade suficiente para evitar a interferência com sinais de controlo, sendo essa distância, por norma, de 75mm para varões com diâmetro igual ou superior a 16mm.

#### 4.6.2.2 Malhasol

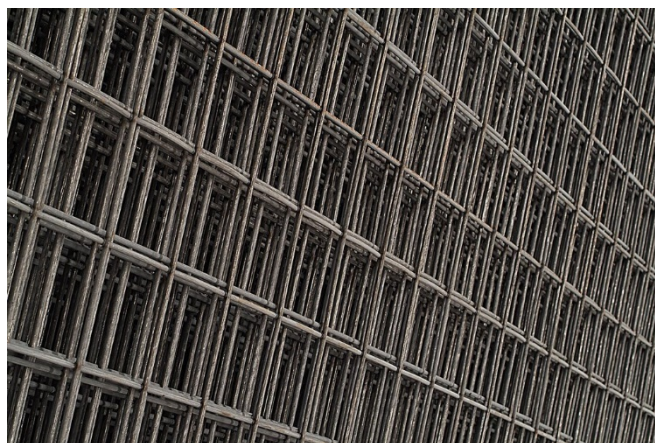


Figura 4.26 – Malhasol [33]

A malhasol é o tipo de armadura mais comumente utilizada na construção de laje térreas e o seu fornecimento deve ser obtido através de uma empresa certificada e creditada. Inicialmente começou por ser utilizada com a finalidade de controlar as fendas provocadas pela retração. Contudo, a baixas percentagens, entre 0.1 e 0.125%, a quantidade de aço é insuficiente para impedir a ocorrência deste fenómeno. Para limitar a fendilhação aos admissíveis 0.3mm presentes nos manuais de dimensionamento e normas, tal como no Eurocódigo 2, é necessário atingir uma percentagem de armadura na ordem dos 0.4%. Para que a armadura funcione de modo a prevenir a fendilhação, esta é tradicionalmente colocada na zona superior da laje. No entanto, há quem se oponha a esta opção, o que não se verifica ser uma escolha crítica devido à área de Malhasol usada numa laje ser reduzida. Em áreas reduzidas, tais como no contorno dos cais de descargas é, por vezes, colocada uma camada na parte inferior e outra na parte superior.

Durante a última década do anterior milénio este tipo de construção tornou-se muito mecanizado, sendo o solo pavimentado em grandes áreas e seguidamente eram realizadas serragens em painéis de 6x6m<sup>2</sup>. As contrações provocadas pela variação de temperatura e as retrações devidas à secagem do betão são acomodadas por fendas induzidas por baixo dessas serragens. O uso da Malhasol limita a abertura das juntas formadas por serragem da laje entre 1 a 2mm embora algumas possam ter aberturas superiores. Essas que acabam por tomar dimensões de abertura maiores são denominadas como juntas dominantes, abordadas mais aprofundadamente no subcapítulo que se segue. Se ocorrer fendilhação a meio de painel, devido à retração do betão, a Malhasol irá limitar a sua abertura no topo do pavimento entre 1 a 2mm.

O documento britânico refere ainda que a evidência empírica sugere que o uso nominal de grandes áreas de Malhasol na construção de pavimentos dá um resultado satisfatório em termos de fendas por retração, as quais são relativamente comuns. São considerados dois tipos de aplicação de Malhasol pela TR 34, sendo o Tipo A a mais comum, onde a área de armadura é igual nas duas direções e, como referido

anteriormente, é aplicado em pavimentos divididos em painéis de 6x6m<sup>2</sup>. O outro tipo, o Tipo B, que resulta de uma aproximação similar, é caracterizado por utilizar uma maior área de armadura numa direção em relação à outra, o que prevê o uso de longas tiras no pavimento, sendo que o lado com maior comprimento iria ter uma maior presença de armadura. Contudo, o Tipo B tem entrado em desuso, muito devido ao facto de que o Tipo A resulta num reduzido risco de fendilhação do que o uso de Malhasol mais pesada e com juntas mais espaçadas.

Tem sido considerado que a Malhasol não tem efeito estrutural, ou seja, não tem como finalidade aumentar a capacidade de carga da laje. No entanto, a Sociedade do Betão inglesa tomou medidas de avaliação do desempenho estrutural da armadura de reforço das lajes com Malhasol, onde se identificaram requisitos para ductilidade das lajes com este tipo de armadura e foram definidos guias de dimensionamento como se encontram no Anexo E da norma e que serão expostos neste documento mais adiante. Este guia define que a colocação da Malhasol deve ficar com um recobrimento de 50mm na face inferior da laje e na parte superior esta é ignorada para propósitos estruturais, sendo apenas contabilizada para fins de controlo de fendilhação por retração do betão. Nos casos onde a Malhasol é usada para tirar vantagem a nível estrutural é importante garantir o seu posicionamento de acordo com o recobrimento.

Este sistema de armadura também possibilita a transferência de cargas através das juntas e deve ser tomada especial atenção quando é pretendido aumentar a área de Malhasol a utilizar por poder limitar a eficiente abertura das juntas serradas, resultando em fissurações a meio do painel.

Nos casos onde a Malhasol é utilizada com o propósito estrutural, a continuidade é de particular importância. Contudo as juntas serradas com movimento restrito não devem ser realizadas sobre múltiplas camadas de Malhasol, podendo afetar a correta abertura da junta.

#### 4.6.2.3 Fibras de aço



Figura 4.27 – Fibras de aço [34]

As fibras de aço são normalmente utilizadas para providenciar uma maior capacidade de resistência ao betão e para o controlo de fendilhação por retração.

As fibras de aço para reforço do betão são produzidas através de fio enformado a frio, lâminas de aço e outras formas de aço. As fibras em fios são o tipo de fibras mais comum em pavimentos. Estas variam, em comprimento até cerca de 60mm, com rácios entre diâmetro e comprimento a variar entre os 20 e os 100, dispondo o mercado de variadas formas de secção transversal. De forma a ganhar uma maior resistência ao arrancamento têm sido desenvolvidas nas fibras formas que permitam melhorar esta característica, com fins achatados ou em gancho, superfícies rugosas ou com perfis ondulados.

O compósito de betão resultante pode ter uma ductilidade considerável. A característica da ductilidade é dependente do tipo de fibra, dosagem, resistência à tração e mecanismo de ancoragem e é usada no dimensionamento da espessura do pavimento. O valor da força de flexão após a primeira fenda é tida em conta no cálculo da capacidade de resistência ao momento positivo. Como a fendilhação no topo da laje não é permitida, no que diz respeito ao dimensionamento ao momento negativo, o efeito das fibras de aço não é contabilizado em projeto.

No tipo de construção de laje térrea sem juntas as fibras de aço em doses de 35 a 45kg/m<sup>3</sup> são usadas para controlar a abertura e distribuição da fendilhação por retração. Nos pavimentos com juntas é normal o uso de quantidades entre os 20 a 30kg/m<sup>3</sup>.

Aos fabricantes deve ser requerida informação sobre as doses de gama inferior para demonstrar a ductilidade mínima para as fibras de aço a ser usada nos estados limites último e de serviço, de acordo com o relatório britânico.

A correta distribuição das fibras pelo pavimento não afeta sistemas elétricos ligados por fios, contudo, se estes se encontrarem aglomerados ocorrerá interferência com os mecanismos.

#### 4.6.2.4 Fibras sintéticas estruturais



Figura 4.28 – Fibras sintéticas [35]

O regulamento britânico faz a distinção entre as micro fibras de polipropileno e as fibras sintéticas de maiores dimensões que estão a ser desenvolvidas para conferir benefícios estruturais similares às fibras de aço.

As micro fibras de polipropileno normalmente usadas apresentam um peso volúmico na ordem dos 0.9kN/m<sup>3</sup> e não providenciam uma ductilidade após a primeira fendilhação. No entanto, estas não representam nenhum papel estrutural, ao contrário das fibras de aço.

As fibras sintéticas estruturais são maiores e mais comumente usadas em doses mais significativas do que as fibras de polipropileno. Tal como as fibras de aço, estas devem ser capazes de demonstrar o desempenho das fibras estruturais sintéticas, em prática, como veremos adiante.

#### 4.6.2.5 Espaçadores e cavalos para armadura

É importante que a armadura de reforço seja colocada na posição definida pelos projetistas, caso contrário o correto comportamento da laje será comprometido. Os espaçadores e as cadeiras da armadura são feitos em betão, aço ou em plástico. Estas cadeiras para as lajes térreas são feitas de modo a evitar a perfuração da membrana e o afundamento na sub-base por parte dos mesmos.

### 4.6.3 Juntas

O uso de juntas é inevitável nos pavimentos térreos em betão e o seu projeto e construção requer atenção especial por ser um potencial gerador de problemas. As extremidades dos painéis são vulneráveis a sofrer danos causados pelos ETM, com juntas maiores a sofrerem danos maiores. As rodas pequenas e rígidas dos empilhadores, ou de outro veículo semelhante, são particularmente agressivas.

O número e tipo de juntas a realizar num pavimento dependerá do tipo de pavimento a construir assim como do seu uso, influenciado pelas cargas e diferentes tipos destas aplicadas no pavimento.

As principais razões que levam ao recurso às juntas no pavimento são as seguintes:

- Para dissipar tensões provocadas por retração da secagem do betão ou mudanças de temperatura;
- Para dar resposta às roturas no processo de construção.

Existem duas formas de executar juntas no pavimento:

- Através de serras;
- Juntas formadas, recorrendo ao uso de cofragens.



Figura 4.29 – Exemplo de uma junta serrada num pavimento térreo [36]

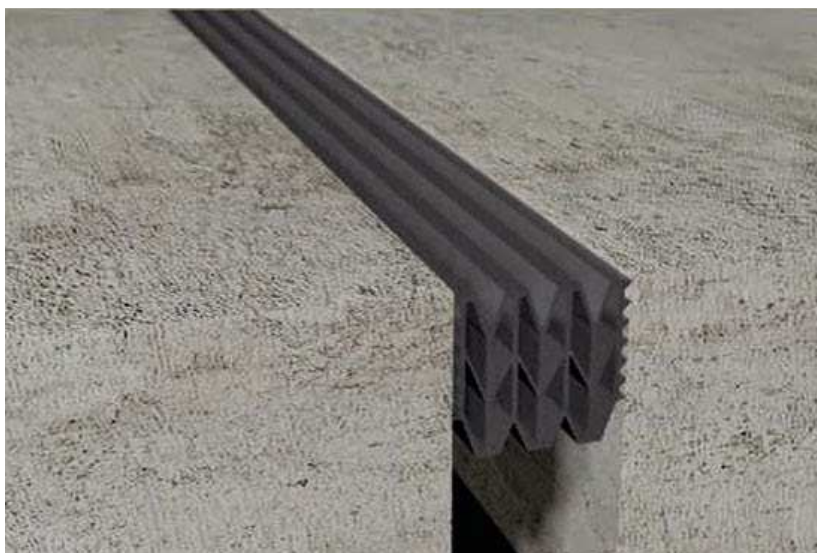


Figura 4.30 – Exemplo de uma junta moldada num pavimento térreo [37]

A fendilhação plástica pode também ser usada para a construção das juntas. Contudo, não se recomenda o uso deste método para criar arestas mal definidas, o que tem um efeito adverso na regularidade da superfície, dificultando também o tratamento de acabamento. O documento TR 34 refere que este tipo de juntas é definido por juntas serradas devido ao uso de serras para a sua realização.

O desempenho dos dois tipos de juntas é diferente. Na maioria dos casos, as juntas serradas têm uma maior durabilidade e um menor efeito na interação com os ETM para uma dada largura da junta. Todos os aspetos do desempenho – em termos de transferência de cargas, deformação e durabilidade – decresce à medida que se tornam mais abertas. A presença de armadura nas juntas com perfis de aço pode melhorar o desempenho das juntas formadas.

#### 4.6.3.1 Tipos de juntas

Tendo em conta o diverso tipo de juntas, é importante e recomendável que estas sejam classificadas de acordo com o movimento que permitem na laje e pelo método através do qual são executadas. Os diferentes tipos de juntas são apresentados de seguida:

- Juntas de movimento livre
  - Serradas
  - Moldadas
- Juntas de movimento restrito
  - Serradas
  - Moldadas

- Juntas amarradas
- Detalhes de isolamento

#### 4.6.3.2 Juntas de movimento livre

O propósito deste tipo de junta é providenciar ao painel constituinte da laje uma limitação mínima ao movimento horizontal causado pela retração por secagem e variação de temperatura na laje, ao mesmo tempo que restringe o movimento vertical relativo. A junta não contém armadura a atravessá-la, contudo recorre-se ao uso de cavilhas ou outro tipo de conetores que permitam a transferência de carga entre painéis. Os mecanismos de transmissão de carga englobam as cavilhas e buchas, pelo que o seu dimensionamento deve ser realizado de forma a minimizar o movimento vertical.

O documento britânico refere que este tipo de junta deve ser executado entre uma laje de pavimento térreo e uma estrutura adjacente, tal como um túnel transportador ou um cais de descarga elevatório, que faça parte do pavimento onde ocorre tráfego de ETM.

As juntas de movimento livre englobam duas metodologias diferentes de execução, sendo as juntas serradas e as juntas moldadas, que seguidamente serão explicadas.

##### 4.6.3.2.1 Juntas serradas de movimento livre

Este método passa pela execução de cortes na laje assim que o betão o permite, isto é, quando ganha presa e resistência suficiente para permitir a realização do corte através de serras, sem criar danos nas arestas da junta.

Os conetores são colocados transversalmente à junta em amarrações como é possível verificar na imagem que se segue.

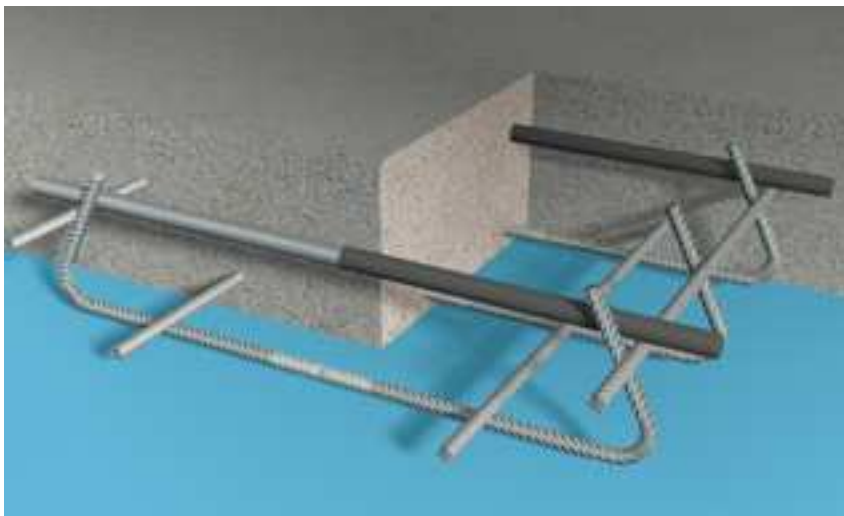


Figura 4.31 – exemplo de conetores em gaiola num pavimento

A sua colocação é feita antes do processo de betonagem da laje e a Malhasol não deve atravessar a junta. Devem ser tidos cuidados para garantir a correta horizontalidade e posicionamento dos conetores, sem que estas disposições construtivas sejam perturbadas durante a operação de betonagem. A falta de rigor na colocação dos conetores afetará o desempenho da junta, aumentando a probabilidade de aparecimento de fendas nas imediações da mesma ou a indevida abertura de uma junta adjacente de movimento restrito – uma junta dominante.

#### 4.6.3.2.2 Juntas moldadas de movimento livre

Este tipo de junta é executada através de moldes e são normalmente coincidentes com os limites da área de pavimento a betonar ou para manter um rácio aceitável das dimensões do painel. Existem vários sistemas utilizados que asseguram a transmissão de cargas, tal como as cavilhas descoladas, os conetores planos e o sistema de macho-fêmea em aço.

Os conetores podem ter uma secção transversal redonda ou quadrada. As buchas dos conetores quadrados são revestidas internamente com uma espuma (ou material com semelhantes características de compressibilidade) para permitir movimento lateral e longitudinal do conetor. A forma das buchas deve ser compatível com a forma dos conetores, com dimensões correspondentes ao correto funcionamento e com rigidez suficiente para impedir o movimento vertical.

Os conetores planos podem ser contínuos ou formados por elementos individuais de várias formas para permitir movimento lateral. Estes podem ser incorporados nas cofragens permanentes que providenciam uma face metálica à junta.

Nos casos em que é necessário instalar sistemas de guia de equipamentos elétricos através das juntas de movimento livre, os fios devem ser especialmente isolados de forma a evitar possíveis interferências com os conetores.

As juntas de dilatação não são por norma utilizadas em pavimentos internos, sendo a maior parte dos movimentos relativos à retração do betão e quando comparados com os movimentos provenientes das variações de temperatura, estes últimos são muito inferiores.

#### 4.6.3.3 Juntas de movimento restrito

O propósito das juntas de movimento restrito é permitir um movimento limitado e controlado para aliviar os esforços causados pela retração do betão em posições determinadas previamente. A armadura de reforço é contínua ao longo da junta, ao contrário do que acontece nas juntas de movimento livre.

Também este tipo de junta é possível executar das duas maneiras referidas anteriormente.

##### 4.6.3.3.1 Juntas serradas de movimento restrito

Este tipo de juntas é executada, como já referido, com o auxílio de serras assim que o betão apresenta condições de resistência suficientes para não permitir que surjam danos nas arestas.

Para lajes com juntas espaçadas de 6m, estas juntas podem abrir  $\pm 1$  a 2mm além do que resulta da abertura inicial na superfície do pavimento que será entre 4 e 5mm, assim como a armadura que atravessa a junta irá ser tensionada devido ao esforço de retração do betão.

A transmissão de cargas é assegurada pela armadura transversal à junta ou pelo agregado constituinte do betão. Deve ser tido cuidado se for considerado aumento da área de malhasol, de forma a melhorar a capacidade de transmissão de cargas, por consequência do surgimento de fendas a meio do painel.

#### 4.6.3.3.2 Juntas moldadas de movimento restrito

As juntas moldadas pelo uso de cofragens, podem ser perdidas fazendo parte constituinte do pavimento, através das quais são inseridas barras de armadura de reforço. A junta é dimensionada para um dado limite de movimento horizontal, semelhante ao esperado numa junta serrada de movimento restrito. As dimensões da barra assim como o seu espaçamento ao longo da junta são obtidos nas unidades de área de aço por metro de comprimento de junta.

#### 4.6.3.4 Juntas Amarradas

As juntas amarradas são, por vezes, realizadas para facilitar uma pausa na construção, num ponto diferente das juntas de movimento livre. Estas juntas são moldadas e providenciadas com uma área de secção transversal de aço suficientemente robusta para resistir aos esforços e impedir a abertura da mesma. Isto significa que a capacidade de carga do aço deve ser superior à capacidade resistente do betão à tração:

$$\frac{A_s \times f_y}{\gamma_s} \geq A_c \times f_{ctk(0.05)}$$

#### 4.6.3.5 Desempenho das juntas serradas e das juntas moldadas

Juntas serradas são criadas, normalmente, por uma lâmina com cerca de 3 a 4mm, tão rápido quanto possível após a betonagem da laje, sendo para isso necessário que este se encontre suficientemente forte para evitar danificar as arestas. Este processo faz-se cerca de 24h após a betonagem, no entanto é preferível que seja realizado antes. As juntas serradas são normalmente executadas com 4 a 5mm após o corte. O corte é feito a uma profundidade de no mínimo  $\frac{1}{4}$  da espessura da laje, criando o ponto fraco neste elemento imediatamente abaixo do corte, onde surgirá a fenda. A profundidade do corte está também relacionada com a idade do betão na altura da execução do corte, quanto mais antigo for o betão, mais profundo deverá ser o corte a realizar. O corte das juntas em betões com pouca idade pode atingir profundidades mais baixas, tais como 10% da profundidade da laje.

O mecanismo para a abertura de juntas serradas é dependente dos esforços provocados primeiramente pela contração térmica, excedendo a capacidade de tração do betão ainda recentemente colocado.

Ao longo do tempo a capacidade de resistência à tração do betão aumenta significativamente, aumentando a tensão provocada pela temperatura que acaba por estabilizar ao fim de aproximadamente 24h.

Deve ser realçado que os cortes mais profundos na laje irão reduzir a interligação dos agregados e a sua capacidade de transferência de carga destes ao longo da junta.

O betão nas arestas de uma junta serrada é representativo da laje como um todo, sendo totalmente preenchido por agregados e sem excesso de pasta de cimento. As arestas das juntas serradas são por isso potencialmente mais duradouras do que as arestas correspondentes às juntas moldadas.

Os níveis da superfície do pavimento através da junta são consistentes com o perfil do pavimento para ambos os lados da junta. Geralmente, existe uma interrupção mínima para o tráfego sob rodas através das juntas serradas de movimento restrito. Contudo, espera-se que as juntas serradas de movimento livre sofram aberturas maiores.

As juntas moldadas são realizadas com cofragens de madeira ou de aço, sendo que estas últimas podem ser permanentes, formando arestas de aço ao longo da junta. As cofragens da junta devem-se estender o mais próximo possível da profundidade total da face da junta e não devem permitir a perda de betão por baixo dos bordos. É, no entanto, útil um pequeno espaço que permita a saída de ar e permita confirmar visualmente a completa compactação quando o betão está na base da cofragem.

As arestas das juntas moldadas irão ter menos agregados e conseqüentemente mais pasta de cimento fraca. Nos bordos, o betão pode ser menos trabalhado pelo helicóptero. Deve ser tido cuidado na remoção de cofragens temporárias para não danificar as arestas, garantindo também a regularidade da superfície imediatamente adjacente a cada lado da junta.

#### **4.6.3.6 Mecanismo de transferência de carga**

A capacidade de carga de uma laje num bordo livre ou num canto livre é cerca de 50% e 25%, respetivamente, da sua capacidade no centro da laje. É pouco usual recorrer a carregamentos nos bordos ou cantos verdadeiramente livres, por estes se localizarem na periferia dos edifícios. As juntas entre os painéis constituintes das lajes são de grande importância, sendo necessário assegurar a transferência de cargas entre eles e prevenir deslocamentos diferenciais verticais. Se a transferência de carga através das juntas não for providenciada ou não puder ser assumida, a laje deve ser dimensionada para os casos de bordo ou canto livre.

Embora, teoricamente, a capacidade de carga no encontro de duas juntas é muito mais baixa do que uma junta apenas, a experiência tem demonstrado que, na prática, essa capacidade tende a ser superior, dadas as mesmas condições de abertura da junta e previsão das cavilhas ou outro tipo de condições de mecanismos de transferência de cargas. Por esse motivo, na prática não são contabilizadas potenciais cargas nas interseções.

A transferência de carga depende principalmente de:

- Ligação dos agregados (através da junta);
- Mecanismo da junta.

O mecanismo da junta será um fator significativo em juntas de movimento livre.

A efetividade da ligação do agregado e qualquer mecanismo de junta está relacionado com a dimensão da abertura da junta e por isso o seu dimensionamento deve ter em conta a abertura efetiva ao fim do processo de retração do betão e outros movimentos. A abertura da junta deve ser reduzida, minimizando a retração do betão.

Os mecanismos de transferência de carga entre painéis através das juntas podem ser quadrados, redondos ou planos, sendo que alguns deles incorporam na sua constituição uma proteção de aço para as arestas da junta. A Malhasol funciona também como um ligador, no mecanismo da transferência da carga.

O tráfego dos equipamentos de transporte de materiais causa deformações através da junta, sendo que estas devem ser concebidas de forma a reduzir esse efeito a valores desprezáveis.

#### 4.6.3.6.1 Ligação do agregado

A avaliação da capacidade de transferência de carga gerada pela ligação dos agregados é complexa devido às diversas variáveis, no entanto, a falha do pavimento devido a excesso de carga nas juntas não é comum, nos casos em que estas ocorrem, sendo que nos casos em que estas falhas ocorrem são normalmente associadas a cargas dinâmicas elevadas.

Um dos fatores chave na ligação do agregado é a dimensão da abertura da junta. No que diz respeito a isto, os trabalhos de reparação para restabelecer a correta conexão dos agregados são relativamente simples, envolvendo o uso de uma calda de cimento ou uma resina epóxi. Contudo, qualquer intervenção deste tipo depende das medidas tomadas atempadamente, sendo de grande importância a frequente monitorização e manutenção do pavimento.

Apesar de o grau de transferência de carga ser a principal função da abertura da junta, é também necessário considerar os efeitos do movimento vertical da junta, causado pela aplicação e o retirar de cargas, como outros movimentos irão reduzir a eficiência da ligação ao longo do tempo.

Pesquisas realizadas por Colley e Humprey, sugerem que a transferência de carga por ligação dos agregados reduz, a níveis mínimos, a abertura da junta a um valor de 2.0 mm. Esta pesquisa abordou o estudo de efeitos dinâmicos gerados por camiões e baseou-se em investigação no local como simulações em laboratório. A pesquisa permitiu concluir que cargas dinâmicas e repetitivas causam degradação do mecanismo de ligação, principalmente em aberturas maiores.

Os projetistas devem então, considerar se as cargas são estáticas ou dinâmicas e prováveis de provocar danos nas juntas. Cargas puramente estáticas são pouco comuns neste tipo de edificação, por exemplo, cargas pontuais de veículos pesados que circulam em corredores muito estreitos, podem ser elevadas e de ordem semelhante à dos pés da prateleira. É também necessário ter em atenção a dimensão da abertura da junta.

O documento em estudo sugere, por motivos de dimensionamento, o uso de 15% do valor de transferência de carga a ser assumidos para aberturas de 1.50 mm. A capacidade de transferência de carga adicional para ligadores através da junta serrada de movimento restrito pode ser calculada com base no capítulo de cálculo de transferência de carga, que será abordado mais adiante. Isto inclui dados para Malhasol, que por norma garante 10% de transferência de carga, embora os cálculos sejam baseados em valores absolutos em corte e flexão em uma abertura de junta de 2.0 mm.

Nos casos em que predominam as cargas dinâmicas, a transferência de carga obtida pela ligação dos agregados é menos eficaz em qualquer dimensão da abertura devido aos efeitos degenerativos do momento vertical relativo entre as lajes.

#### 4.6.3.6.2 Betão reforçado com fibras de aço

Em lajes reforçadas com fibras de aço sem qualquer outro mecanismo de transferência de carga, a capacidade de transferência de carga entre painéis adjacentes será limitada. Para detalhes de desempenho é aconselhada a consulta de dados junto do fornecedor.

Pesquisas, permitiram demonstrar que as fibras de aço aumentam a capacidade à rotura, contudo o desempenho está relacionado com o tipo de fibra e é necessário uma cuidada interpretação dos dados fornecidos.

#### 4.6.3.6.3 Conectores redondos e quadrados

Os conectores redondos e quadrados são os mais comumente utilizados para providenciar uma correta transferência de carga. O seu dimensionamento será abordado num outro capítulo mais à frente.

#### 4.6.3.6.4 Reforço com Malhasol

Nos casos possíveis de assumir que o uso de Malhasol em juntas de movimento restrito controla a abertura da junta até 2.0 mm, a capacidade de transferência e carga será governada pela combinação de tensões e resistência ao corte. Com esta abertura a área de aço que atravessa a junta terá trabalhado.

#### 4.6.3.6.5 Sistemas proprietários

Conectores planos contínuos e discretos de forma trapezoidal ou em losango são alternativas disponíveis e apresentadas por alguns fabricantes para barras de ligadores tradicionais. Estes produtores devem ser consultados relativamente à capacidade de transferência de carga assim como à dimensão de abertura da junta.

### 4.6.3.7 Armação da junta

#### 4.6.3.7.1 Introdução

As arestas nas juntas formadas de movimento livre podem ser protegidas por armação em aço. A maior parte destas juntas estão disponíveis com cofragens perdidas e sistemas de transferência de carga. Os aspetos que devem ser tidos em consideração relacionados com o desempenho são a largura, grau e planicidade do perfil em aço das arestas e a capacidade do mecanismo de transferência de carga em potenciais aberturas largas, de tipicamente 20 mm, existentes em construção sem juntas.

Onde o mecanismo de transferência de carga está incluído, o seu dimensionamento deve ter em atenção a profundidade efetiva do betão envolvente quando se considera a capacidade resistente.

Para ser eficiente, as arestas de aço devem ser suficientemente rígidas e bem fixas ao betão para resistir e distribuir as forças de impacto das rodas dos ETM. Uma vez que inicia qualquer movimento do aço, a taxa de degradação irá aumentar, com as arestas de aço e o betão a ficarem danificadas. Uma junta com a armadura danificada é potencialmente mais difícil de reparar, quando comparada com uma junta sem armadura. O aço deve ter uma secção transversal que permita resistir à deformação nas arestas e deveria ter um perfeito perfil em ângulo reto em ambas as faces da abertura da junta e a face adjacente ao betão.

O desempenho das juntas deve ser monitorado ao longo dos primeiros 1 ou 2 anos com o propósito de este ser melhorado. Em adição ao uso de selantes em juntas, as juntas com armadura podem ser amarradas com tiras de aço soldadas, logo que a abertura das juntas esteja estabilizada.

#### 4.6.3.7.2 Acessório de fixação

Acessórios de fixação, tal como pernos de corte, são necessários para providenciar uma estabilização adequada sem criar pontos fracos no betão junto às juntas. Estes devem estender-se a todo o comprimento da junta e estar presentes perto do fim das juntas, assim como próximo da interseção de juntas. Em adição, devem ser fornecidas recomendações sobre a soldadura das secções nos cantos dos painéis, assim como nas interseções. Contudo, é necessário assegurar que nas interseções, todos os quatro cantos são livres de ligações entre si. Deve ser possível compactar o betão completamente em baixo, à volta das fixações e outras secções em aço, se usadas para mecanismo de transferência de carga.

#### 4.6.3.7.3 Facilidade de construção

O sistema de armação deve ser providenciado de forma a fixar com a adequada precisão à classificação de planicidade do pavimento. As metades correspondentes do sistema devem ter temporariamente dispositivos que providenciem estabilidade durante a construção e precisão através e ao longo da junta quando em serviço. Estes dispositivos devem ser removidos durante a construção, ou serem inofensivos. Não é fácil remediar imperfeições que ocorrem após a construção, em alguns projetos os sistemas de armadura de juntas funcionam como cofragens.

#### 4.6.3.7.4 Retração ao longo das juntas

O propósito principal das juntas de movimento livre é providenciar liberdade para a retração. Por isso, as secções devem ser descontínuas nos cantos dos painéis.

### 4.6.3.8 Disposição das juntas

#### 4.6.3.8.1 Espaçamento e detalhes das juntas

Em pavimentos com juntas o objetivo é minimizar o risco de fendas nos painéis. A disposição ideal de juntas é atingida por:

- Limitar o comprimento com a largura (rácio) de todas as áreas entre juntas de movimento livre a 1.5;
- Limitar a maior dimensão entre juntas serradas a 6.0 m;
- Evitar reentrâncias nos cantos;
- Evitar painéis com ângulos agudos nos cantos;
- Evitar restrições à retração pelo uso de isolamento em torno de pontos fixos;
- Evitar cargas pontuais nas juntas.

Em prática, as plantas de pavimentos da maior parte dos edifícios ditam que os requisitos que entram em conflito têm que ser equilibrados. Pilares, “bases e poços” nem sempre coincidem com a grelha definida previamente e as áreas envolventes aos cais de descarga representam uma dificuldade particular. Por esse motivo as grelhas de painéis básicos podem precisar de ser alterados para acomodar pilares e outros detalhes que partem de posição conjunta ideal. Devem ser tidos cuidados se o espaçamento de juntas são aumentados além dos 6.0 m recomendados e deve ser tida uma particular atenção à retração do betão e na preparação da sub-base, em adição aos fatores acima referidos. A abertura de juntas irá aumentar proporcionalmente ao espaço que existe entre elas.

Idealmente, as juntas devem-se alinhar com cada canto ou elementos de construção fixos. Onde este procedimento não for prático, deve ser adotado um canto interno no painel (reentrância). Isto pode ser reduzido ou eliminado por colocação de armadura adicional diagonalmente ao canto. Cortes por serra adicionais podem ser executados para confinar fendilhação antecipada para pré-determinar posições.

As lajes devem ser isoladas de elementos fixos tal como vigas no solo, cais de descarga, pilares, lajes com diferentes espessuras e poços. Devem ser tidos cuidados quando são usadas fixações na laje para resistir às forças “portal-frame kick-out” devido a essas fixações poderem causar restrições à retração. Isto pode ser atingido pela descolagem das fixações para algumas das técnicas de execução da laje, mas o risco de fendilhação continuará presente.

Em armazéns com corredores estreitos, juntas formadas longitudinais devem ser posicionadas de forma a evitar as rodas dos ETM's.

### 4.6.3.8.2 Espaçamento de juntas e reforço

#### 4.6.3.8.2.1 *Juntas em grandes áreas de construção*

Os pavimentos são frequentemente executados com comprimentos e larguras na ordem dos 50.0 m. Estas dimensões são limitadas pela área de betão que é possível executar num dia. Em princípio, áreas maiores poderiam ser executadas ou podem ser realizadas ligações entre grandes áreas através de juntas de movimento restrito ou juntas amarradas intermédias, respeitando os espaçamentos entre juntas e todos os aspetos relacionados com os rácios.

As juntas de movimento livre são normalmente providenciadas no perímetro dos bordos. As juntas serradas de movimentos restritos são executadas tão cedo quanto possível após a betonagem. Uma fenda é induzida por baixo do corte por serra devido à contração térmica associada ao processo de hidratação do cimento.

Assim o pavimento torna-se um conjunto de vários painéis que continuam o processo de retração à medida que vão secando. Se a sub-base tiver sido construída de acordo com as recomendações

anteriormente referidas e tiverem sido providas de uma membrana fina, a restrição à fricção será relativamente baixa e o painel irá retrair com um baixo risco de fendilhar.

Muitos pavimentos térreos são construídos usando percentagens de Malhasol, normalmente 0.10 a 0.125%. É assumido que a armadura que atravessa a junta restrita “trabalha” à medida que os painéis retraem. Reduzir a percentagem de aço acarreta o risco de formação de uma junta dominante como uma única que se comporta como junta de movimento livre. Aumentar a percentagem de aço comporta os riscos de mais fendas a meio do painel, devido ao facto de o aço poder não “trabalhar” em cada junta.

Na prática, a distância entre as juntas serradas podem estender-se além dos 6.0 m para acomodar características do edifício, no entanto não é possível dar uma orientação detalhada.

Para reduzir o risco de ocorrência de fendas a meio de painel podem ser seguidos os passos em baixo apresentados:

- Minimizar a retração do betão;
- Minimizar restrições da sub-base. A fricção da sub-base é agora considerada mais baixa do que outrora, contudo a restrição pode ainda ser um fator significativo em sub-bases irregulares ou defeituosas;
- Limitar o rácio do painel a 1.5.

#### 4.6.3.8.2.2 *Juntas em construções de listas longas*

Este método de construção resulta numa maior proporção de juntas formadas apesar de essas poderem ser do formato “leave-in-place”, que confere uma melhor formação das arestas das juntas e da sua proteção. Listas alternadas ou adjacentes são colocadas continuamente em todo o comprimento do pavimento ou até uma junta formada de movimento livre. As restantes listas serão colocadas subsequentemente quando o betão estiver forte o suficiente para evitar danos. As listas são divididas em painéis por meio de juntas serradas de movimento restrito.

Os critérios sobre áreas de reforço e espaçamento de juntas são as mesmas que são usadas para grandes áreas de construção. Juntas longitudinais entre listas são juntas formadas de movimento restrito e incorporam finas barras que providenciam uma área de aço por metro linear semelhante à Malhasol.

As juntas formadas de movimento livre são providenciadas em intervalos similares aqueles em áreas largas de construção de juntas.

#### 4.6.3.8.2.3 *Juntas dormentes e dominantes*

As juntas serradas de movimento restrito em grandes áreas podem não se mover pela mesma quantidade. Geralmente não representa um problema, mas em certos casos as juntas dominantes podem ganhar

formas. Nestes casos, movimentos de vários painéis concentram-se numa junta, em vez de se distribuírem por mais juntas. As juntas que não abrem são denominadas por juntas dormentes.

O mecanismo não é totalmente compreendido, no entanto a altura em que se faz o corte da junta parece representar um fator condicionante.

É sugerido que caso as juntas sejam cortadas cedo o suficiente, então a contração induzida termicamente será mais propícia a criar tensões suficientes para fendilhar o betão ainda jovem, por baixo das juntas serradas. As juntas dominantes também podem ser causadas pelo travamento da junta serrada de movimento livre adjacente, rompimento na sub-base e por restrições ao movimento causado por um carregamento precoce da laje.

Como o incidente de juntas dominantes não pode ser inteiramente eliminado, os projetistas devem estar atentos à possibilidade da perda de capacidade de transferência de carga numa junta serrada de movimento restrito. Qualquer perda de capacidade de transferência de carga é provável de se tornar aparente ao longo do tempo devido ao tráfego. As juntas devem, além disso, ser monitorizadas no uso e devem ser dadas considerações para trabalhos de reparação o mais cedo possível.

#### 4.6.3.8.3 Construção sem juntas

A construção “sem juntas” neste contexto significa a construção sem juntas serradas de movimento restrito. Os pavimentos são colocados em áreas superiores a 50 m para cada lado. As juntas formadas de movimento livre são realizadas no perímetro de cada painel a betonar. Este método de construção é frequentemente associado ao uso de fibras de aço no betão. Pode ser também usado com Malhasol, contudo a experiência com este material é pouca e a percentagem de área necessária seria similar à usada nos pavimentos rodoviários, isto é, 0.4 a 0.6% em ambas as direções.

A filosofia adotada é que as fendas por retração irão ser bem distribuídas e limitadas a aberturas que irão influenciar o serviço. O valor das aberturas das juntas pode chegar aos 20 mm.

#### 4.6.3.9 Juntas em pisos frios

As lajes em pisos com temperaturas muito baixas em relação à temperatura ambiente estão sujeitas a significativas tensões relacionadas com a temperatura.

A contração térmica,  $\Delta_j$ , pode ser estimada da seguinte forma:

$$\Delta_j = (\alpha \cdot T \cdot L) \times 10^3$$

Onde:

L – distância entre juntas de movimento livre (m);

T – diferença de temperatura;

$\alpha$  – coeficiente de expansão térmica do betão.

O coeficiente de expansão térmica do betão é geralmente assumido no projeto o valor de  $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ , valores específicos para betões feitos com vários agregados são dados na tabela seguinte:

Aggregate	Coefficient of linear thermal expansion ( $\times 10^{-6}$ per $^\circ\text{C}$ )
Chert	13.5
Quartzite	12
Sandstone, quartz	11.5
Siliceous limestone	11
Granite, dolomite, basalt	10
Limestone	9

Figura 4.32 – Coeficientes de expansão térmica [Adaptado 14]

Deve-se notar que as juntas irão fechar quando a temperatura da laje é aumentada para condições ambientais que causem danos nos selantes das juntas.

#### 4.6.3.10 Selantes em juntas

As juntas são providenciadas em pavimentos de betão para permitir a retração por secagem e movimentos devido às alterações de temperatura. Preencher juntas com selantes previne a entrada de detritos, os quais podem danificar a junta, assim como as arestas da mesma, enquanto torna o movimento limitado. Alguns projetos de pavimentos resultam numa redução do número de juntas. Nestes casos as juntas podem estar sujeitas a maiores movimentos e devem ser tomados os devidos cuidados na escolha dos selantes, assim como na sua aplicação.

Os selantes das juntas são fornecidos em meio líquido ou do tipo pastoso, o qual criará uma vedação flexível após a cura. Estas podem conter um componente, o qual permite a cura do betão por reação com o ambiente, ou dois componentes, que permitem a cura através da reação destes após a sua mistura.

Estes materiais são caracterizados pelo seu Fator da Acomodação ao Movimento (FAM), que é o movimento total que o selante pode suportar em serviço, expresso em percentagem da abertura original da junta e pelo seu valor de dureza de flexibilidade “Shore-A”.

Tipicamente, os selantes de pavimentos térreos de FAM dentro de 5 – 25% e valores de dureza flexível entre 20 – 60. A Figura 4.27 abaixo indica alguns valores de referência relativos a selantes.

Type	Typical MAF	Shore A hardness	Comments
Polyurethane	10-25%	20-35	Softer grades have higher MAF
Polysulfide	10-25%	20-45	
Epoxy polyurethane	10-15%	40-55	Give joint arris support
MS-silyl modified polyether	5-20%	45-60	One component. Give joint arris support

Figura 4.33 – Valores de referência relativos a selantes

Os selantes devem ser avaliados com base no nível de movimentos antecipados em serviço e a necessidade do apoio de arestas. A abertura de juntas antecipada deve ser tal que o valor de FAM não é excedido. A flexibilidade e dureza são qualidades em conflito em qualquer material e a seleção do produto pode comprometer o projeto.

#### 4.6.3.10.1 Juntas em pavimentos novos

As juntas são, por norma, seladas após a secagem das faces, para que estejam suficientemente secas para permitir uma boa adesão. Nas idades mais iniciais, a “quantidade” de retração é pequena. No entanto, esta continuará a ocorrer por muitos meses. Por esta razão, a aplicação do selante deve ser deixada para realizar o mais tarde possível e idealmente pouco tempo antes da entrega do edifício. Esta retração tardia irá resultar numa grande porção do movimento último e além disso um selante com uma maior capacidade de movimento é recomendado. Contudo, uma grande capacidade de movimento é associado a selantes macios, que irão dar um suporte limitado nas arestas das juntas.

Inicialmente, deve ser usado um selante macio, tipicamente com uma dureza “Shore-A” abaixo dos 30 e FAM de 25%. A sua utilização deve ser temporária e a sua substituição deve ser realizada com um selante de dureza superior que permita o devido suporte para as arestas. Estes devem descolar atempadamente e ser substituídos tal como previsto.

Após cerca de um ano, dependendo das condições ambientais, o processo de retração irá ser reduzido. Pode ser esperado que o pavimento “funcione” em valores próximos, entre os máximos e mínimos, de temperatura e por isso os movimentos serão mais baixos. Os vedantes mais adequados têm, por norma, uma dureza maior de “Shore-A” na ordem dos 35 – 60 ou superiores e mais baixo FAM de 0 – 20%. Deve-se notar que todas irão variar a sua abertura de acordo com a variação dos valores de temperatura e de humidade. A superfície inferior do vedante deve ser isolada do betão pelo uso de uma espuma de polietileno ou uma fita de silicone. Isto irá permitir que o movimento da junta se estenda a toda a largura do vedante. A junta deve ser nivelada com a superfície, de modo a evitar a ocorrência de degraus.

#### 4.6.3.10.2 Aplicação de vedantes

As faces da junta devem ser limpas e a pasta de cimento deve ser removida, assim como óleos de molde ou outros materiais. A superfície de betão deve ser seca antes da aplicação do vedante.

Os selantes com maior dureza, como seriam usados para preenchimento permanente, transferem qualquer carga aplicada através de corte na ligação adesiva às faces da junta. Para uma típica junta serrada com abertura de 4-5 mm, o vedante deve ter pelo menos 20 mm de profundidade.

Deve ser permitido ao vedante a cura completa antes de iniciar o tráfego sobre a junta. A taxa de cura do selante é dependente da temperatura, ambiente e do tipo de vedante. Os sistemas de dois componentes requerem mistura, mas curam uniformemente, sendo que o processo demora entre 4-7 dias a atingir o seu estado de cura completa.

Os selantes de apenas um componente curam por reação com a humidade atmosférica ou oxigénio, formando a superfície que irá secar gradualmente. O tempo de cura dependerá da humidade e das dimensões da secção do vedante. O fabricante deverá ser contactado para fornecer toda a informação necessária.

#### 4.6.3.10.3 Outros sistemas de preenchimento

Listas de espuma altamente comprimidas podem ser inseridas nas juntas, como não depende do efeito de adesivo, estas podem ser executadas imediatamente após o corte com recurso à serra. Estas também têm uma boa capacidade de movimento, contudo o apoio que dão às arestas é limitado. Este apoio é função da densidade do material no seu estado comprimido, então o apoio irá reduzir à medida que a espuma se expande para preencher a abertura da junta. Estas têm o potencial de manter as juntas livres de resíduos.

Quando a retração por secagem reduz, a junta é injetada/preenchida com resina epóxi, que prende as células abertas da espuma. A resina irá também reparar danos nominais que ocorram nas arestas e uma vez nivelados, dará continuidade através da junta. O uso da resina epóxi deve ser compatível com qualquer movimento da junta.

#### 4.6.3.10.4 Manutenção das juntas

Os proprietários e utilizadores de instalações industriais devem incluir o pavimento, especialmente as juntas e os selantes, no programa de rotina de monitorização e manutenção. A correta manutenção da junta evita o risco de ocorrer uma falha nesta: os vedantes devem ser inspecionados rotineiramente e devem ser tomadas ações de reparação onde ocorrer a falha. Se não forem levadas a cabo as reparações,

a deterioração do vedante e das arestas continuará a evoluir. Todas as juntas irão abrir e fechar em serviço, devido às variações de temperatura e humidade. Além disso as reparações devem ser efetuadas e “substituídas” preferencialmente quando a temperatura do pavimento é baixa.

#### **4.6.4 Estado Limite Último e de Serviço das lajes**

##### **4.6.4.1 Introdução**

Normalmente, as lajes térreas eram projetadas recorrendo a métodos de análise elástica. As equações deste método, desenvolvidas por Westergaard nos anos 20, são ainda usadas pelas mais diversas zonas do globo. Tais lajes são relativamente espessas e desta forma os requisitos de serviço, tais como deformação, não são geralmente necessários. À medida que os métodos de dimensionamento se foram desenvolvendo, as lajes foram tornando-se mais finas. Através do uso da análise pelo método plástico, compatível com os pressupostos com o Eurocódigo 2, a transferência de carga através das juntas e requisitos de serviço, tais como deformações e controlo de fendas, tornaram-se mais significativos e objeto de avaliação.

A abordagem deste sub-capítulo engloba ambos os estados limites, o Último e o de Serviço, como é possível constatar mais adiante. A resistência da laje é determinada com base na análise plástica, o que requer uma adequada ductilidade da parte da laje, isto é, que esta contenha uma quantidade suficiente de armadura de reforço que garanta um comportamento adequado após fendilhação do betão. Serão dados os valores, considerados mínimos aceitáveis pela norma britânica TR-34, relativamente a fibras de aço, fibras sintéticas e também para Malhasol. O uso de métodos plásticos de análise para lajes constituídas exclusivamente com recurso a betão, sem qualquer tipo de armadura ou com valores abaixo dos mínimos indicados, não são adequados, devido à falta de ductilidade. Em vez, deve-se recorrer a métodos de dimensionamento com base na análise elástica.

O documento técnico providencia as seguintes equações:

- Capacidade resistente ao momento provocado por cargas pontuais;
- Capacidade resistente sob cargas lineares e cargas uniformemente distribuídas;
- Transferência de carga através das juntas;
- Punçoamento;
- Deformações.

##### **4.6.4.2 Unidades**

Nos cálculos que se abordam neste trabalho são utilizadas as seguintes unidades:

- Cargas e forças kN, kN/m, kN/m<sup>2</sup>
- Momentos kN.m
- Módulo de reação do subsolo kN/m<sup>3</sup>
- Raio de rigidez relativa mm
- Profundidade da laje mm
- Tensões N/mm<sup>2</sup>
- Unidade de massa kg/m<sup>3</sup>
- Unidade de peso kN/mm<sup>3</sup>

#### 4.6.4.3 Princípios e critérios de dimensionamento

Para o dimensionamento da laje, e como já foi referido anteriormente, serão tidos em conta os Estados Limites Último e de Serviço. Na data da edição do documento britânico em estudo, ainda não estavam terminados o Eurocódigo 2, assim como o Anexo Nacional, pelo que os valores dos coeficientes parciais serão ajustados aos valores utilizados atualmente.

##### 4.6.4.3.1 Estado Limite Último

Os parâmetros que controlam o dimensionamento de lajes térreas no estado limite último não são tão claros como para os restantes elementos em betão armado, onde “último” se refere à capacidade resistente da estrutura e “serviço” diz respeito ao limite de abertura de fendas e deformações. Para as lajes térreas, como a que será dimensionada neste trabalho, são considerados dois tipos de modos de rotura distintos, nomeadamente flexão e punçoamento. O dimensionamento da laje para o Estado Limite Último é realizado com base na teoria da Linha de rotura, que requiere uma ductilidade adequada por parte da laje, para que esta assuma um comportamento plástico. No Estado Limite Último, o momento fletor deve ser assumido com o valor da secção completamente plastificada (ou com o valor residual após fissurar) ao longo das linhas de rotura com valor positivo. No entanto, o principal requisito no dimensionamento de lajes térreas é evitar o aparecimento de fendas na face superior. Por esse motivo, no Estado Limite Último o momento fletor da laje ao longo das linhas de rotura de momento negativo é limitado ao dimensionamento de fendilhação do betão, com os corretos fatores parciais de segurança.

Em alguns casos, a retracção do betão e as variações de temperatura condicionam o dimensionamento, que leva a tensões significativas na laje, o que pode causar vários problemas em qualquer área na qual seja aplicada uma carga que provoque momento negativo significativo, tal como em zonas com cargas uniformemente distribuídas. O mesmo se aplica a corredores entre as estantes, onde a disposição das

pernas destas podem ser consideradas como faixas de cargas distribuídas uniformemente em ambos os lados dos corredores. Nestes casos, a resistência à flexão do betão e consequentemente ao momento de rotura, deve ser reduzido a um valor apropriado.

O dimensionamento ao punçoamento na laje em torno de cargas pontuais é baseado no pressuposto do Eurocódigo 2, para lajes em altura. Este dimensionamento é muito conservativo, por não ter em conta que parte das cargas são transferidas diretamente para o solo.

Um dos carregamentos críticos é o caso das cargas concentradas junto aos bordos ou cantos da laje, motivo pelo qual uma das maiores considerações a ter neste dimensionamento é a transferência de cargas entre lajes, tanto pelo método de reforço utilizado para a laje, como por ligadores ou por sistemas próprios de transferência de cargas e pela ligação entre agregados.

#### 4.6.4.3.2 Estado Limite de Serviço

Como indicado em cima, o processo de dimensionamento de lajes térreas tem o principal propósito de evitar a formação de fendas na face superior do elemento, tendo em conta as cargas nele aplicadas. Dependendo das condições de operacionalidade, devem ser efetuadas verificações na deformação da laje e, mais importante, aquando da presença da circulação de equipamentos de transporte de materiais deve ser igualmente controlada a deformação diferencial através das juntas.

### 4.6.4.4 Propriedades dos materiais

#### 4.6.4.4.1 Betão

As várias propriedades do betão estão presentes na Tabela 10 que se segue. Estes valores estão de acordo com os dados fornecidos pelo Eurocódigo 2.

Tabela 4.10 – Propriedades de resistência do betão [Adaptado 24]

Símbolo	Propriedade	Classe de resistência				Unidades
		30	37	40	50	
$f_{cu}$	Resistência característica à compressão (cubo)	30	37	40	50	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão (cilindro)	25	30	35	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cm}$	Resistência média à compressão (cilindro)	33	38	43	48	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm}$	Tensão axial média	2.6	2.9	3.2	3.5	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk(0.05)}$	Tensão axial característica (5% fractal)	1.8	2.0	2.2	2.5	N/mm <sup>2</sup>
$E_{cm}$	Secante do módulo de elasticidade	31	33	34	35	kN/mm <sup>2</sup>

A resistência do betão à flexão pode ser obtida através do uso da seguinte expressão:

$$f_{ctk,fl} = \left[ 1 + \left( \frac{200}{h} \right)^{0.5} \right] f_{ctk(0.05)} \leq 2f_{ctk(0.05)}$$

Onde

$h$  = espessura total da laje em mm ( $h > 100$  mm).

O valor mínimo de resistência às tensões de corte que o betão deve ser capaz de resistir é indicado pelo uso da seguinte expressão:

$$v_{rd,c} = 0.035k_1^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

Onde

$$k_1 = 1 + (200/d)^{0.5}$$

$d$  = altura útil (mm)

#### 4.6.4.4.2 Reforço com fibra de aço

O rácio equivalente de resistência à flexão,  $R_{e,3}$ , para betão reforçado com fibra de aço é principalmente dependente da quantidade e tipo de fibra utilizada. A dosagem da fibra deve ser suficiente para ser obtido um valor de  $R_{e,3}$  de, pelo menos, 0.3, caso contrário o elemento de betão deve ser tratado como se não tivesse reforço.

#### 4.6.4.4.3 Reforço com fibras sintéticas

Com uma dosagem típica de  $0.9 \text{ kg/m}^3$ , as microfibras sintéticas não aumentam a ductilidade da laje de betão e por esse motivo esta deve ser dimensionada como se não fosse reforçada. No entanto, certos tipos e dosagens de fibras sintéticas dão valores adequados de  $R_{e,3}$ , rácio de resistência à flexão, determinado experimentalmente como para as fibras de aço. Os guias de adequação ao uso de fibras sintéticas e em particular, a sua resposta a carregamentos de longo-prazo, devem ser dados pelo próprio fornecedor. Tal como para fibras de aço, a dosagem de fibras sintéticas deve ser suficiente para conferir um valor mínimo de  $R_{e,3}$  igual a 0.3, caso contrário a laje deve ser tratada como se não fosse reforçada.

#### 4.6.4.4.4 Malhasol e varões de aço

A malhasol deve estar de acordo com a norma europeia EN 10080 – *Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – General*, que especifica requisitos gerais e definições para o desempenho de armadura de reforço utilizada em estruturas de betão armado entregues como produto acabado em forma de varões, bobines ou panos de armadura. As armaduras devem ser de superfície nervurada, indentada ou lisa para estarem de acordo com o referido documento.

#### 4.6.4.4.5 Módulo de reacção do solo

O módulo de reacção do solo,  $k$ , é o valor correspondente ao deslocamento vertical após ser aplicada uma carga sobre uma placa, sendo que as respectivas unidades aparecem em  $\text{N/mm}^3$ .

#### 4.6.4.4.6 Raio de rigidez relativa

Além do já referido módulo de reacção do solo, Westergaard introduziu também o conceito de raio de rigidez relativa,  $l$ , sendo este determinado pela raiz quarta da razão entre a rigidez da laje de betão com o módulo de reacção do solo, sendo as unidades apresentadas em mm.  $E_{cm}h^3/12(1-\nu^2)$

$$l = \left[ \frac{E_{cm}h^3}{12(1-\nu^2)} \right]^{0.25} \frac{1}{k} \quad (4.1)$$

Onde:

$E_{cm}$  – Módulo de elasticidade do betão

$h$  – espessura da laje (mm)

$\nu$  – Coeficiente de Poisson do betão.

O significado físico do raio de rigidez relativa é explicado na figura seguinte.

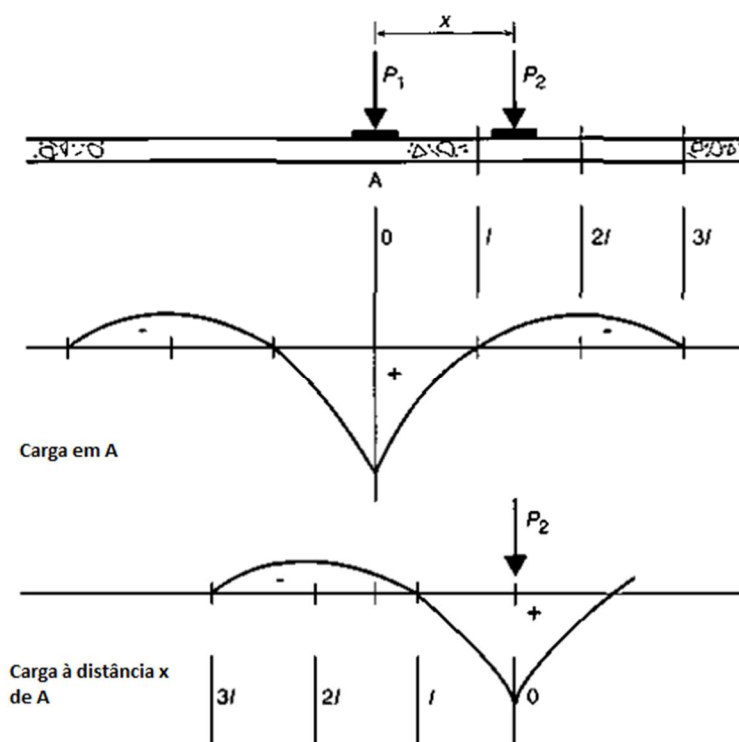


Figura 4.34 – Distribuição aproximada de momento flector para uma carga interna [Adaptado 14]

O momento flector no local da aplicação da carga concentrada  $P_1$  é máximo e positivo, encontrando-se a face inferior da laje sujeita às tensões mais elevadas, exactamente por baixo do ponto onde esta é aplicada. A partir da distância  $l$  da aplicação da carga o momento passa a negativo, voltando a ser zero após a distância de  $3.0l$ . O valor do máximo negativo é encontrado à distância de  $2.0l$  do ponto de aplicação da carga.

A influência de uma carga  $P_2$  aplicada a uma distância  $x$  do ponto A, é a seguinte:

- Se  $x < l$ , o momento positivo em A irá aumentar;
- Se  $l < x < 3.0l$ , o momento positivo em A irá decrescer um pouco;
- Se  $x > 3.0l$ , a influência terá valores passíveis de serem desprezados.

#### 4.6.4.5 Coeficientes parciais de segurança

##### 4.6.4.5.1 Coeficientes parciais de segurança para materiais

###### 4.6.4.5.1.1 Estado Limite Último

Os valores apresentados pela norma britânica TR-34 indicam que o valor a usar como coeficiente parcial de segurança relativo a:

## CAPÍTULO 4

- Aço com uma tensão característica de 460 N/mm<sup>2</sup> é de  $\gamma_s = 1.05$ , de acordo com a norma BS 4449;
- Aço com uma tensão característica de 500 N/mm<sup>2</sup> é de  $\gamma_s = 1.15$ , de acordo com a norma BS EN 10080 e
- Para betão simples ou armado com fibras de aço o valor de  $\gamma_c = 1.5$ .

No entanto o Eurocódigo 2 estabelece que para a utilização de aço o coeficiente de segurança não deve ser alterado em detrimento do tipo a usar, determinando por isso o valor de  $\gamma_s = 1.15$  como o valor do coeficiente parcial de segurança a utilizar, mantendo o já referido valor a aplicar no betão.

### 4.6.4.5.1.2 Estado Limite de Serviço

Para o Estado Limite de Serviço tanto a norma inglesa como o Eurocódigo 2 conferem ao coeficiente parcial de segurança o valor de 1.0.

### 4.6.4.5.2 Coeficientes parciais de segurança para ações

#### 4.6.4.5.2.1 Estado Limite Último

Os valores a adotar para os coeficientes parciais de segurança relativos às diferentes ações são:

- Para ações permanentes, tal como estantes 1.35;
- Para ações variáveis, tal como sobrecarga 1.5;
- Para ações dinâmicas, como ETM's 1.5.

#### 4.6.4.5.2.2 Estado Limite de Serviço

Tal como para os materiais o valor do coeficiente parcial de segurança a utilizar para as ações é correspondente à unidade.

## 4.6.5 Teoria da linha de rotura

### 4.6.5.1 Aproximação básica para cargas pontuais

A Figura 29 demonstra o caso de uma carga pontual única, aplicada internamente sobre uma pequena área circular, numa laje de grandes dimensões. À medida que a intensidade da carga aumenta, a tensão de flexão na face inferior da laje irá também aumentar até coincidir com o valor resistente do betão à flexão. Após este momento, o betão irá começar a fendilhar na direção radial, na face inferior devido ao momento tangencial positivo.

O valor do momento por unidade de comprimento correspondente a um valor de tensão igual ao valor da tensão resistente do betão e é dada pela seguinte expressão:

$$M = f_{ctk,fl} \left( \frac{h^2}{6} \right) \quad (4.2)$$

Onde

$h$  = espessura da laje (mm)

$f_{ctk,fl}$  = resistência característica do betão à flexão (N/mm<sup>2</sup>)

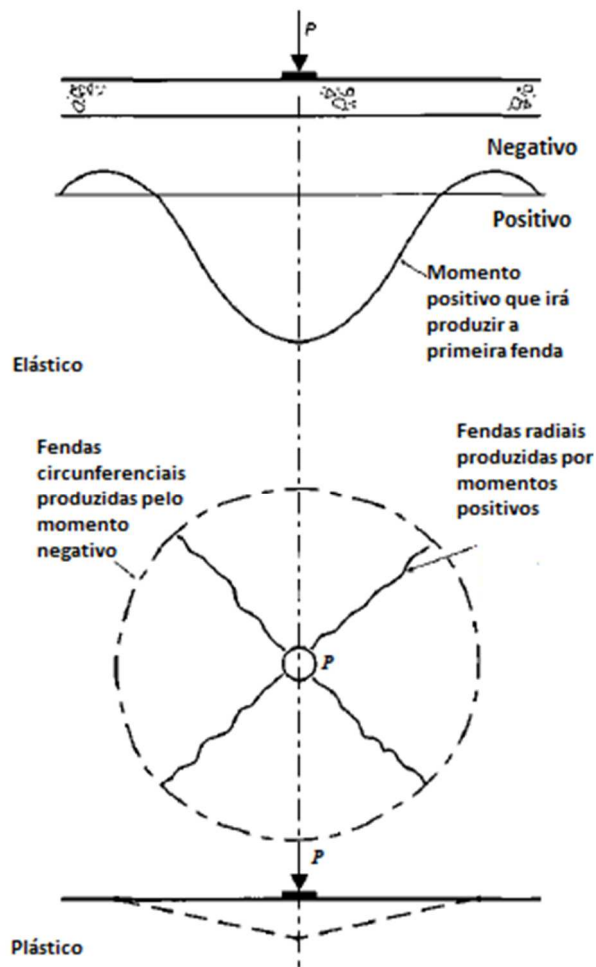


Figura 4.35 – Desenvolvimento de fendas radiais e circulares numa laje de pavimento térreo interna  
 [Adaptado 14]

Com o sucessivo aumento da carga, é assumido que o valor do momento é redistribuído e não haverá um acréscimo no momento positivo, mas será possível acontecer um aumento do momento negativo a uma distância do local de aplicação da carga. As fendas aparecem na face superior da laje quando é atingido o valor resistente da laje ao momento negativo, criando fendas circulares em torno do local de aplicação da carga. Quando este cenário ocorre, considera-se que ocorreu o colapso da estrutura, sendo que não se torna mais viável laborar em cima do pavimento. Ao usar esta teoria com  $a = 0$ , isto é uma carga genuinamente pontual, sendo o raio de contacto da carga nulo, e ignorando a contribuição da reacção do solo, é possível definir a carga de colapso,  $P_u$ , em flexão, sendo dada por:

$$P_u = 2\pi(M_p + M_n) \tag{4.3}$$

Onde

$M_p$  = Momento último resistente positivo da laje

$M_n$  = Momento último resistente negativo da laje

O desenvolvimento deste método em lajes de pavimento térreo assume que a laje tem uma ductilidade adequada e que não colapsa devido ao punçoamento.

#### 4.6.6 Capacidade de resistência ao momento

Deve ser referido que as equações que se seguem incluem o termo  $h$ , a espessura total da laje. Este valor pode ter que ser alterado localmente, como, por exemplo, quando existem bases de estantes embebidas pela laje ou na presença de trilhos guia em ranhuras e podem não ter sido devidamente preenchidas com uma resina epoxy.

##### 4.6.6.1 Betão reforçado com fibras de aço

A ductilidade do betão reforçado com fibras de aço é caracterizada pelo seu rácio de resistência à flexão equivalente,  $R_{e,3}$  que foi anteriormente definido. Este prevê uma capacidade resistente residual ao momento positivo, ou seja, após fendilhar,  $M_p$ , como se segue em baixo:

$$M_p = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} (R_{e,3}) \left( \frac{h^2}{6} \right) \quad (4.4)$$

Tal como já foi feita referência previamente, a quantidade de fibras presente no betão deve providenciar o valor mínimo  $R_{e,3}$  de 0.3. Para fins de dimensionamento é assumido que o critério limite é o começo da fendilhação na face superior da laje.

Embora as fibras de aço aumentem a ductilidade da laje de betão, estas não afetam a capacidade de resistência ao momento fletor negativo,  $M_n$ , e por isso, o valor obtido deve ser calculado através da seguinte expressão:

$$M_n = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} \left( \frac{h^2}{6} \right) \quad (4.5)$$

#### 4.6.6.2 Betão reforçado com fibras sintéticas

Pequenas quantidades de fibras em doses correntes de  $0.9\text{kg/m}^3$  não revelam um aumento significativo na ductilidade da laje, sendo que o cálculo para o seu dimensionamento, neste caso, deve contabilizar o betão como se fosse desprovido de qualquer tipo de reforço. Contudo, testes limitados em betão com elevadas quantidades de fibras sintéticas mostraram melhorias quanto à ductilidade da peça. O produtor deve ser consultado e se o valor de  $R_{e,3}$ , for igual ou superior a 0.3, então o mesmo procedimento deve ser usado no dimensionamento da laje com betão reforçado com fibras de aço.

#### 4.6.6.3 Betão armado (varões ou malhasol)

A malhasol é normalmente utilizada para controlo de fendas, não sendo normalmente considerado o seu contributo na capacidade de carga de lajes térreas. A norma britânica, TR-34, apresenta, no anexo E, detalhes para dimensionamento com malhasol baseada nos princípios apresentados na secção que se segue.

### 4.6.7 Equações para dimensionamento

#### 4.6.7.1 Locais de carregamento

No dimensionamento são considerados três diferentes locais passíveis de ocorrer o carregamento:

- Interno – O centro da carga está localizado a uma distância superior a  $(l + a)$  do bordo;
- Bordo – O centro da carga está localizado num dos bordos da laje, mas a uma distância superior  $(l + a)$  de um canto;
- Canto – O centro da carga está localizada à distância  $a$  de dois bordos que formam um canto.

Onde:

$a$  = raio de contacto equivalente da carga

$l$  = raio de rigidez relativa.

Nos casos de cargas localizadas em locais intermédios deve ser realizada uma interpolação linear.

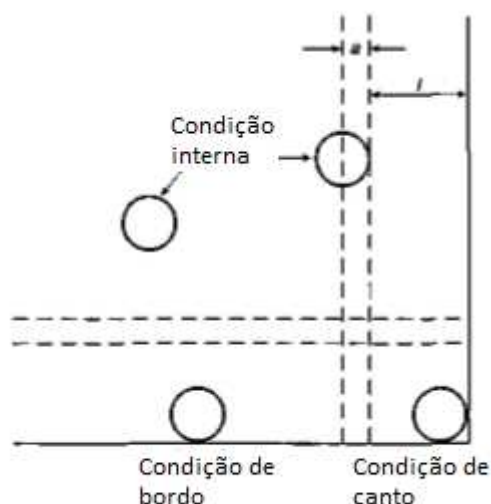


Figura 4.36 – Definição dos locais de carregamento [Adaptado 14]

Para cada localização atrás referida, a norma apresenta duas equações para determinar a capacidade de carga última ( $P_u$ ) de lajes térreas submetidas a uma única carga concentrada. A primeira de cada par refere-se a uma verdadeira carga pontual, ao passo que a segunda diz respeito a cargas concentradas e é válida para valores de  $a/l > 0.2$ . A interpolação linear deve ser usada para valores de  $0 < a/l < 0.2$ .

Deve ser feita referência às juntas presentes na laje, onde o cálculo deve seguir a mesma metodologia no que diz respeito aos bordos e cantos da laje, embora as cargas possam ser reduzidas, devido à presença de ligadores ou outros mecanismos de transferência de carga, como veremos mais à frente.

#### 4.6.7.2 Cargas pontuais

##### Cargas pontuais simples

De forma a calcular a tensão imposta por uma carga concentrada é necessário saber a intensidade da carga e o raio da área de contacto,  $a$ . Como as bases das estantes e as rodas dos camiões representam, normalmente, áreas de contacto retangulares, a área de contacto é estabelecida a partir do raio de um círculo equivalente.

Na ausência de detalhes da área de contacto para cargas de rodas pneumáticas, a área de contacto pode ser calculada através da carga e da pressão do pneu. Para outros tipos de rodas, devem ser consultados os fornecedores para obter informação sobre a carga e área de contacto.

Combinação de cargas pontuais

Em locais em que as cargas pontuais se encontram próximas, pode considerar-se que estas atuam em conjunto, como uma carga cuja área é equivalente à dos pés das estantes, expressa em círculo, mais a área existente entre elas, como mostra a figura em baixo. Este é o exemplo típico de estantes costas-com-costas, onde os centros das bases estão espaçados de 0.25 a 0.35m. Este método pode ser utilizado para centros de carga espaçados até duas vezes a espessura total da laje.

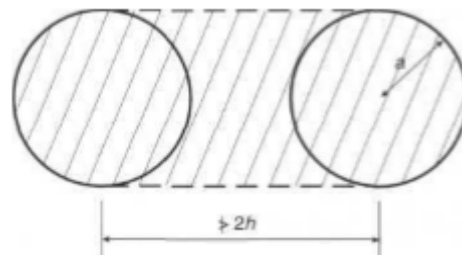


Figura 4.37 – Cálculo da área de contacto equivalente para duas cargas pontuais adjacentes [Adaptado 14]

O mesmo pressuposto deve ser aplicado nos casos em que os empilhadores estão a colocar, ou a retirar paletes das estantes. Nestas ocasiões as rodas frontais do equipamento estão frequentemente a carregar a carga máxima. É apresentado de seguida um exemplo que demonstra esta situação. É de notar que o caso mais grave é quando o equipamento de transporte de materiais está a circular, carregado, num corredor muito estreito, onde se verifica a menor dimensão da distância H.

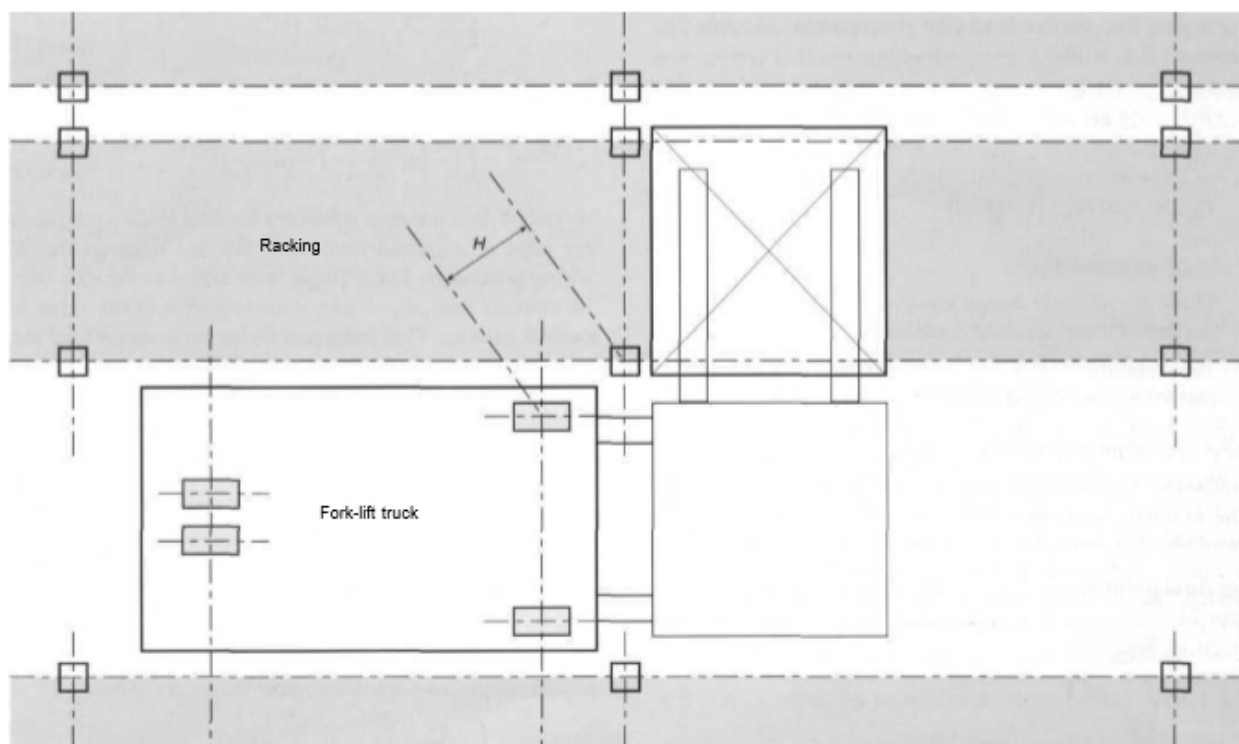


Figura 4.38 – Cargas pontuais em corredores muito estreitos [Adaptado 14]

Quando os centros das áreas de contacto das cargas estão espaçados a uma distância superior ao raio de rigidez relativo ( $l$ ), pode-se assumir que a tensão induzida por uma carga pontual tem uma influência muito pequena na outra.

Equações de dimensionamento

Para uma carga interna:

$a/l = 0$ :

$$P_u = 2\pi(M_p + M_n) \quad (4.6)$$

$a/l > 0.2$ :

$$P_u = 4\pi(M_p + M_n) / \left[1 - \frac{a}{3l}\right] \quad (4.7)$$

Para uma carga de bordo:

$a/l = 0$ :

$$P_u = \left[\pi(M_p + M_n)/2\right] + 2M_n \quad (4.8)$$

$a/l > 0.2$ :

$$P_u = [\pi(M_p + M_n) + 4M_n] / \left[1 - \frac{2a}{3l}\right] \quad (4.9)$$

Para uma carga de canto livre

$a/l = 0$ :

$$P_u = 2M_n$$

$a/l > 0.2$ :

$$P_u = 4.0M_n / \left[1 - \left(\frac{a}{l}\right)\right] \quad (4.20)$$

Deve-se ter em conta que:

- Estes são resultados relativos ao dimensionamento para o ELU. É necessário verificar os resultados para o ELS, que será abordado mais à frente;
- As equações têm em consideração apenas a flexão. No entanto, mais adiante será abordado o punçoamento.

### 4.6.7.3 Múltiplas cargas pontuais

As equações atrás explícitas dizem respeito a cargas pontuais unitárias. Seguidamente serão apresentadas as equações a utilizar para cargas internas combinadas, como se pode perceber nas Figuras 4.33 e 4.34.

Para duas cargas pontuais, onde o espaço entre o centro destas é inferior a duas vezes a espessura da laje, deve ser usado o pressuposto abordado no ponto 4.6.7.2. Caso contrário, o colapso total pode ser obtido através das seguintes expressões:

$a/l = 0$ :

$$P_u = \left[2\pi + \left(\frac{18x}{l}\right)\right] [M_p + M_n] \quad (4.31)$$

$a/l > 0.2$ :

$$P_u = \left[ \frac{4\pi}{1 - (a/3l)} + \frac{18x}{l - \left(\frac{a}{2}\right)} \right] [M_p + M_n] \quad (4.42)$$

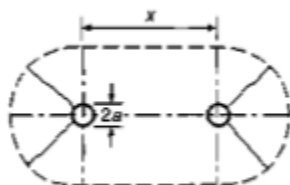


Figura 4.39 – Duas cargas pontuais [Adaptado 14]

À medida que a distância entre duas cargas pontuais aumenta, a carga de colapso total aproxima-se do limite superior dado pela soma das cargas, obtidas nas expressões utilizadas para as cargas internas.

Para cargas pontuais aplicadas em quadrado, espaçadas de  $x$  e  $y$ , o colapso total da laje é obtido pela soma das cargas de colapso para o caso de cargas internas, ou pela soma das cargas de colapso de pares de cargas de colapso individuais, ou pela aproximação da carga total de colapso sugerida de seguida:

$a/l = 0$ :

$$P_u = \left[ 2\pi + \left( \frac{18(x+y)}{l} \right) \right] [M_p + M_n] \quad (4.53)$$

$a/l > 0.2$ :

$$P_u = \left[ \frac{4\pi}{1 - (a/3l)} + \frac{18(x+y)}{l - \left(\frac{a}{2}\right)} \right] [M_p + M_n] \quad (4.64)$$

Não são fornecidos dados para calcular pares de cargas, ou cargas em quadrado nos bordos ou cantos das lajes. No entanto, é sugerido que o valor resultante de  $P_u$  em cargas a par ou em quadrado seja reduzido em 50% nestes casos.

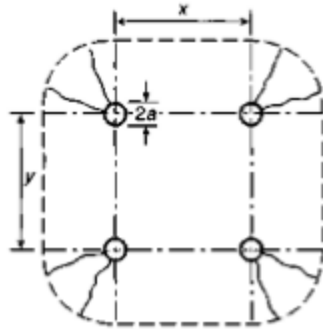


Figura 4.40 – Cargas pontuais em quadrado [Adaptado 14]

*Cargas linear e uniformemente distribuídas*

Nesta fase do dimensionamento, os autores consideram mais correto adotar uma análise elástica. Estas equações, na determinação do momento na laje térrea, incorporam o termo  $\lambda$ , onde:

$$\lambda = \left( \frac{3k}{E_{cm} h^3} \right)^{0.25} \quad (4.75)$$

Em que:

$K$  = Módulo de reação do solo

$E_{cm}$  = Módulo de elasticidade do betão

O fator  $\lambda$  é referido como a “característica” do sistema e como a sua dimensão é (comprimento)<sup>-1</sup> o termo  $(1/\lambda)$  é chamado de “comprimento característico”.

*Cargas lineares*

Esta análise determinou que a distribuição do momento fletor induzido por uma carga linear aplicada a uma laje é como se mostra na Figura 4.35, com  $M_n = 0.21 M_p$ .

Deste modo, a capacidade de carga da laje por unidade de comprimento,  $P_{lin}$ , é a menor das capacidades determinadas através das seguintes equações:

$$P_{lin,p} = 4\lambda M_p \quad (4.86)$$

Ou

$$P_{lin,n} = \frac{4}{0.21} \lambda M_p \quad (4.97)$$

Onde:

$P_{lin,p}$  = Capacidade de carga linear última controlada pelo momento fletor positivo

$P_{lin,n}$  = Capacidade de carga linear última controlada pelo momento fletor negativo

Como este método é baseado na distribuição elástica do momento fletor, tanto  $M_p$  como  $M_n$  devem ser admitidos como valores referentes ao momento capaz de produzir a primeira fenda, como já foi demonstrado anteriormente.

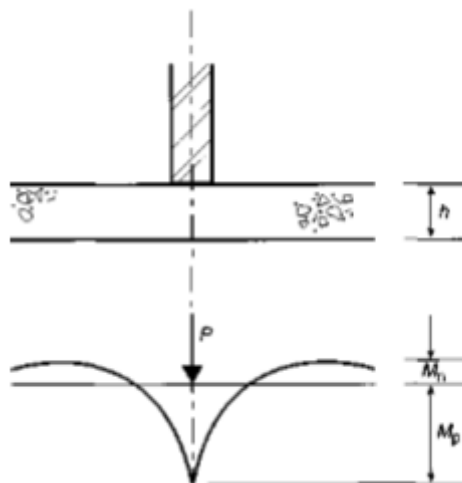


Figura 4.41 – Representação do momento fletor [Adaptado 14]

#### *Cargas uniformemente distribuídas*

Um exemplo comum deste tipo de carga é o empilhamento em bloco. No caso geral, onde a laje será sujeita a um padrão aleatório de carga uniformemente distribuída, descobriu-se que o momento fletor máximo positivo na laje é causado numa extensão de  $(\pi/2\lambda)$  como se mostra na Figura 4.36.

O momento máximo negativo é induzido no meio de duas cargas com  $p/l$  de dimensão e  $p/2l$  de distância entre elas. Este espaçamento é conhecido como a largura crítica de corredor. Quanto maior for o espaço entre as cargas menor será o momento negativo máximo. Este é um dos casos onde a retração diferencial e a variação de temperatura podem levar a tensões significativas. Na ausência de detalhes que permitam um cálculo correto, deve ser assumida uma tensão de  $1.5 \text{ N/mm}^2$ .

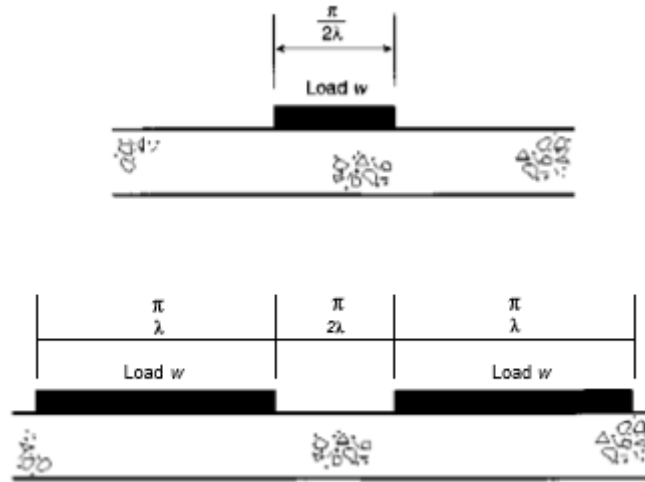


Figura 4.42 – Padrões de carga uniformemente distribuída,  $w$ , causadoras de momento máximo, tanto negativo, como positivo [Adaptado 14]

A capacidade por unidade de área,  $w$ , é dada pelo menor valor de:

$$w = \frac{1}{0.161} \lambda^2 M_p \tag{4.108}$$

Ou

$$w = \frac{1}{0.168} \lambda^2 M_n \tag{4.1.119}$$

Tal como nas cargas lineares, este método é baseado na distribuição elástica do momento fletor, tanto  $M_p$  como  $M_n$  devem ser tomados como o momento que causa a primeira fissura.

Deve ser notado que a presença de fios guia no topo da laje nos corredores entre as estantes irá enfraquecer o elemento, localmente. Contudo, esse efeito pode ser reduzido, ou até mesmo eliminado, pela aplicação de uma resina epoxy suficientemente forte.

Se a posição do carregamento é bem definida, a norma indica da seguinte forma como obter o valor do momento fletor positivo sob uma carga com a largura  $2c$  (ver Figura 4.37):

$$M_p = \frac{w}{2\lambda^2} B_{\lambda c} \tag{4.20}$$

Onde:

$$B_{\lambda c} = e^{-\lambda c} \text{sen } \lambda c$$

$$e = 2.7182$$

Assim:

$$w = \frac{2}{B_{\lambda c}} C M_p \quad (4.212)$$

À distância  $a_1$  da face mais próxima da área de carregamento e onde  $b_1$  é a distância da face mais afastada, o momento negativo induzido,  $M_{n1}$ , é dado por:

$$M_{n1} = \frac{1}{4\lambda^2} (B_{\lambda a_1} - B_{\lambda b_1}) w \quad (4.22)$$

Onde:

$$B_{\lambda a_1} = e^{-\lambda a_1} \sin \lambda a_1$$

$$B_{\lambda b_1} = e^{-\lambda b_1} \sin \lambda b_1$$

Se um segundo carregamento está localizado próximo do primeiro, este cenário irá induzir um momento fletor adicional  $M_{n2}$ , com a equação anteriormente representada, mas com diferentes valores correspondentes de  $a$  e de  $b$ .

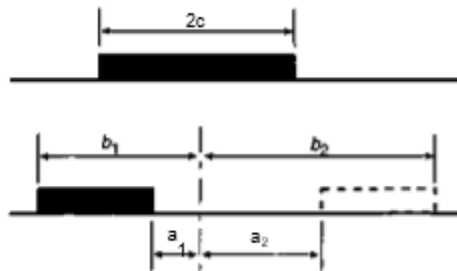


Figura 4.43 – Áreas definidas de cargas uniformemente distribuídas [Adaptado 14]

## 4.6.8 Cálculo da transferência de carga

### 4.6.8.1 Transferência de carga pelos ligadores

Neste ponto será abordado o dimensionamento dos ligadores a colocar entre as juntas, de forma a controlar assentamentos diferenciais e retração. A Figura 4.38 mostra-nos uma junta com uma abertura de  $x$ , um ligador de diâmetro  $d_d$  (ou de lado  $d$ , se for quadrado) e o comprimento de encurvadura, encontrando-se todas as dimensões em mm.

Número efetivo de ligadores: a norma em estudo indica que o comprimento dos ligadores a utilizar deve ser o correspondente a  $0.9l$ , sendo  $l$  o raio de rigidez relativa, para cada lado a contar do centro da junta, com todos os ligadores a funcionar na sua máxima capacidade. A carga a transferir total será uma

capacidade absoluta em kN, em vez de uma percentagem. Este valor não deve superar metade do valor da carga aplicada.

A capacidade de resistência ao corte,  $P_{sh}$ , é dada por:

$$P_{sh} = 0.6f_y A_v / \gamma_s \quad (4.23)$$

Onde:

$f_y$  = Resistência característica do aço

$A_v$  = Área de corte, sendo calculada como 90% da área da secção

$\gamma_s$  = Factor parcial de segurança do aço ( $\gamma_s = 1.15$ )

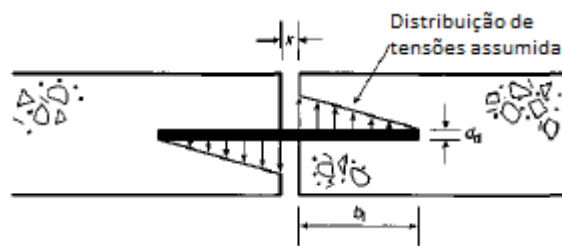


Figura 4.44 – Distribuição de tensões geralmente assumida nos ligadores [Adaptado 14]

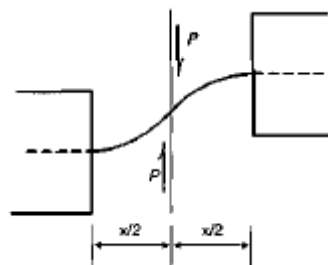


Figura 4.45 – Deformada assumida nos ligadores [Adaptado 14]

A capacidade de suporte por cada ligador,  $P_{bear}$ , é dado por:

$$P_{bear} = 0.5f_{cu} b_1 d_b / \gamma_c \quad (4.24)$$

Onde,

$b_1$  = comprimento de suporte efetivo, não sendo superior a  $8d_d$ ;

$d_d$  = diâmetro do ligador, no caso de este ser circular, ou largura, caso não o seja;

$f_{cu}$  = resistência à compressão característica do betão – cubo ( $N/mm^2$ )

$\gamma_c$  = fator de segurança relativo ao betão.

A capacidade resistente ao momento fletor,  $P_{bend}$ , em função da abertura da junta,  $x$ , é dada por:

$$P_{bend} = (2f_y Z_p) / x \gamma_s \quad (4.25)$$

Onde:

$Z_p$  = módulo de secção plástica do ligador,  $d_d^3/4$  para ligadores quadrados, e  $d_d^3/6$  para ligadores circulares.

Quando os ligadores são sujeitos à combinação de corte e momento fletor, a transferência de carga por ligador,  $P_{app}$ , é controlada pela seguinte fórmula:

$$\frac{P_{app}}{P_{sh}} + \frac{P_{app}}{P_{bend}} \leq 1.4 \quad (4.26)$$

A deflexão do ligador, inferior a cinco vezes o seu diâmetro, pode ser expressa como:

$$d_d = 2 \left[ \left( \frac{Px^3}{24E_s I} \right) + \left( \frac{PF}{2GA} \right) \right] \quad (4.27)$$

Onde:

$A$  = área da secção transversal do ligador;

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço;

$F$  = fator de forma de corte (6/5 para ligadores quadrados e 10/9 para ligadores redondos);

$G$  = módulo de corte do ligador;

$I$  = momento de inércia do ligador ( $d_d^4/12$  para ligadores quadrados e  $d_d^4/64$  para ligadores redondos);

$P$  = carga aplicada por ligador;

$x$  = abertura da junta.

## 4.6.9 Punçamento

### 4.6.9.1 Introdução

A capacidade de resistência ao punçamento é determinada com base no Eurocódigo 2, pela verificação ao corte desde a face da área de contacto e o perímetro crítico a uma distancia de  $2.0d$  (onde  $d$  é a altura útil).

As normas de dimensionamento, tal como o Eurocódigo 2, são escritas com base nas armaduras comuns, tal como varões de aço (ou malhasol) e não definem altura útil para lajes reforçadas com fibras. No entanto, a profundidade efectiva é a distância desde a face comprimida até ao centro geométrico do reforço em tensão. Seguindo esta metodologia, a profundidade específica de uma laje reforçada com fibras deve ser admitida como  $0.75h$ , onde  $h$  é a profundidade total.

De seguida irá ser considerada uma aproximação conservativa, tendo em conta que é assumido que a laje irá suportar todas as cargas de punçoamento. Na generalidade dos casos, parte da carga é directamente transferida para a sub-base, contudo isso não será admitido.

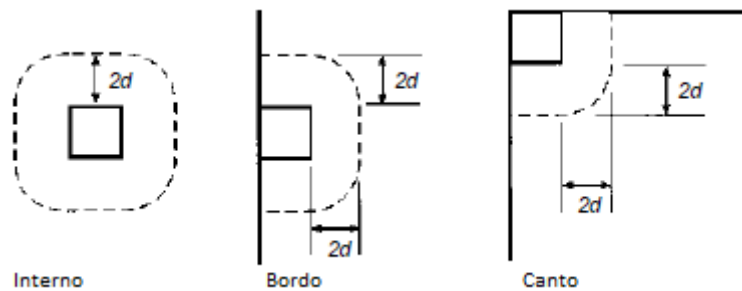


Figura 4.46 – Perímetros críticos para punçoamento em cargas internas, de bordo ou de canto

[Adaptado 14]

#### 4.6.9.2 Corte na face da área carregada

De acordo com o Eurocódigo 2, a norma em abordagem neste documento indica que, independentemente da quantidade de reforço na laje, a tensão de corte na face da área de contacto não deve exceder o valor correspondente a  $v_{max}$  dado por:

$$v_{max} = 0.5k_2f_{cd} \quad (4.28)$$

Onde

$F_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do betão (cilindro)

$$K_2 = 0.6 (1 - f_{ck}/250)$$

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do betão (cilindro)

Assim, a capacidade de carga máxima no punçoamento,  $P_{p,max}$ , é dada por:

$$P_{p,max} = v_{max}u_0d$$

Onde

$u_0$  = comprimento do perímetro na face da área carregada.

#### 4.6.9.3 Carga no perímetro crítico

O corte deve ser verificado no perímetro crítico à distância de  $2d$  da face da área de contacto.

*Malhasol ou reforço com varões*

O valor de esforço transversal que pode ser suportado pelo betão no perímetro de corte,  $v_{rd,c}$ , é dado por:

$$v_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq 0.035k_1^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (4.29)$$

Onde:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

$\rho_x, \rho_y$  = percentagem de reforço por área nas direcções x e y, respetivamente

$$k_1 = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$$

Assim, a capacidade de carga da laje,  $P_p$ , é dada por:

$$P_p = v_{rd,c} u_1 d \quad (4.30)$$

Onde:

$u_1$  = comprimento do perímetro à distância de  $2d$  da face da área carregada.

*Reforço com fibras de aço*

Baseado no guia RILEM, a presença de fibras no betão irá aumentar a capacidade de resistência ao corte com o valor  $v_f$ , dado por:

$$v_f = 0.12R_{e,3} f_{ctk,fl} \quad (4.313)$$

Onde:

$R_{e,3}$  = rácio de resistência à flexão

$F_{ctk,fl}$  = resistência característica à flexão do betão sem reforço

O Eurocódigo 2 dá um mínimo de capacidade ao corte de  $0.035k_1^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ . Assim, para lajes reforçadas com fibras de aço, a capacidade de carga,  $P_p$ , é dada por:

$$P_p = (0.035k_1^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.12R_{e,3} f_{ctk,fl}) u_1 d \quad (4.32)$$

*Reforço com fibras sintéticas*

À data da edição da norma não existia qualquer guia, como no caso das fibras de aço, para a capacidade estrutural de resistência ao corte das fibras sintéticas. Na ausência de tal informação por parte do fornecedor, deve ser assumida apenas a capacidade resistente do betão sem reforço. Assim sendo, para uma laje reforçada com fibras sintéticas deve ser utilizada a seguinte expressão para determinar a carga resistente:

$$P_p = (0.035k_1^{3/2}f_{ck}^{1/2})u_1d \quad (4.33)$$

#### 4.6.10 Verificação para o Estado Limite de Serviço

##### 4.6.10.1 Visão geral

É um procedimento normal determinar a espessura da laje com base nos procedimentos de estados limites últimos para momento flector e punçoamento, tal como descrito anteriormente. Contudo é necessário verificar o desempenho da laje no Estado Limite de Serviço. As primeiras considerações a fazer são a deformação, controlo de fendas e abertura de juntas. Os factores parciais de segurança a utilizar no estado limite de serviço, tanto para os materiais como para as acções, são a unidade. Em certas condições pode ser necessário aumentar a espessura da laje, determinada previamente.

##### 4.6.10.2 Controlo da deformação

A Figura 4.41 mostra uma típica relação carga-deformação para uma laje térrea com um adequado reforço para garantir uma ductilidade eficiente.

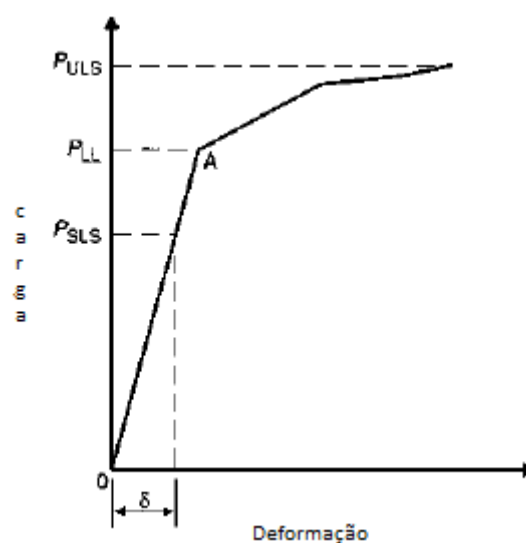


Figura 4.47 – Relação típica entre a carga e a deformada de uma laje térrea [Adaptado 14]

A carga de serviço,  $P_{ELS}=P_{ELU}/\gamma_m \gamma_f$ , deve estar compreendida entre o tramo AO da figura em cima apresentada, que é abaixo do limite linear,  $P_{LL}$ . A deformação,  $\delta$ , deve ser tal que não impeça a circulação dos equipamentos de transporte de materiais.

A norma indica a seguinte fórmula para obter uma aproximação da deformada da laje sob uma carga pontual P.

$$\delta = c \left( \frac{P}{kl^2} \right) \quad (4.34)$$

Onde:

K = módulo de reacção do solo

L= raio de rigidez relativa

C = coeficiente de deformação, dependendo da posição da carga (0.125 em cargas internas e 0.442 nas de bordo, enquanto que nas de canto são calculados em função de  $a/l$ , calculado como  $c=[1.1-1.24(a/l)]$ ).

A influência da fluência na deformação sob cargas ao longo prazo pode ser estimada por ajuste do valor  $l$ . O módulo de elasticidade do betão irá ser influenciado pela fluência sob cargas sustentadas e assim o módulo de elasticidade do betão ao longo prazo pode ser expresso por:

$$E_{cm} = E_{cm}/(1 + \Phi) \quad (4.35)$$

Onde

$\Phi$  = coeficiente de fluência

Este coeficiente é dependente de alguns factores, tal como a relação entre a humidade relativa, idade de aplicação da carga e espessura efectiva, sendo  $\Phi$  expresso em forma gráfica. O Eurocódigo 2 adota um procedimento similar e inclui a classe do betão e o tipo de cimento. O valor de  $\Phi = 2.0$  é recomendado.

#### 4.6.10.3 Movimentos

Introdução

Podem ocorrer três tipos de movimentos inerentes em lajes de betão:

- Assentamento e retracção plástica
- Térmico, devidos à contracção sazonal, ou mudanças de temperatura diárias
- Retracção ao longo prazo.

Tabela 4.11 – Movimentos típicos e correspondentes movimentos que podem ocorrer [Adaptado 14]

Tipo de movimento	Período
Plástico	Primeiras horas após a betonagem
Contração térmica inicial	Um ou dois dias após a betonagem
Variações de temperatura sazonal/diárias	Anualmente ou diariamente. O primeiro ano é normalmente o mais crítico
Retração	Vários meses ou anos após a betonagem

Se os referidos movimentos forem restringidos, há uma maior probabilidade de ocorrerem fendas no pavimento devido ao aumento das tensões. A capacidade resistente do betão a estas tensões irá variar com o passar dos anos e com a sua intensidade.

#### *Retração plástica*

A retração plástica ocorre nas primeiras horas após a betonagem da laje. Esta deve ser minimizada pela correta seleção de materiais no dimensionamento e deve ser evitada a exposição do betão fresco a condições extremas para a sua adequada secagem. Este tipo de retração não é, por norma, um problema em pavimentos industriais, sendo as fendas preenchidas pelo material de acabamento.

#### *Efeitos térmicos*

A hidratação do betão resulta no endurecimento da laje a uma temperatura superior à temperatura ambiente. Isto leva sempre a uma incontornável contração termal, que ocorre desde as 14 horas após a betonagem com a duração de uma semana. Quedas de temperatura superiores a 10°C são comuns neste período, resultando numa contração de cerca de  $100 \times 10^{-6}$  mm.

#### *Retração no longo prazo*

A diminuição da humidade ao longo prazo traduz-se em retração por secagem na laje de betão. Este processo pode durar alguns anos, dependendo do ambiente e das propriedades do betão. Após ser exposta ao ar por três meses, a laje pode ter realizado apenas 30% da sua retração ao longo prazo. A sua restrição irá induzir o aparecimento de fendas. Para uma laje bem concebida, a retracção ao longo prazo compreende-se entre os  $400$  e  $600 \times 10^{-6}$  mm. Para uma laje de 6 m é o equivalente a 2.4 a 3.6mm, contudo podem ser superiores os valores, devido à fluência.

O fator chave com uma grande influência no betão é a quantidade de água. Quanto mais água está disponível para evaporar do betão, maior é a tendência para retrair ao secar.

#### *Restrição das tensões de retração*

Se a laje é completamente restringida, a tensão pode ser expressa como:

$$f_{sh} = E_{cm} \varepsilon_{sh} \quad (4.36)$$

Onde:

$E_{cm}$  = secante do módulo de elasticidade do betão;

$\varepsilon_{sh}$  = retração no longo prazo.

*Recomendações para lidar com restrição às tensões*

Pesquisas recentes têm mostrado que as tensões induzidas pela retração devem ser consideradas no dimensionamento, particularmente quando ocorrem momentos de valor significativo devido às cargas impostas, tal como em cargas distribuídas. Contudo, a interação entre a tensão induzida pela retração e essas cargas não é ainda bem compreendida. Na ausência de informação mais detalhada, a norma TR – 34 recomenda que o efeito de várias restrições pode ser tomada como uma tensão de 1.5N/mm<sup>2</sup>



## 5 CASO DE ESTUDO

### 5.1 INTRODUÇÃO

Foi proposto pela empresa de acolhimento, CCAD – Serviços de Engenharia, Lda., a abordagem de um caso prático de projeto de uma laje térrea.

O projeto tinha como destino a empresa SOGENAVE, SA., que se integra no mercado retalhista com maior incidência nos produtos alimentares e que pretendia realizar uma expansão do seu armazém localizado no concelho da Maia.

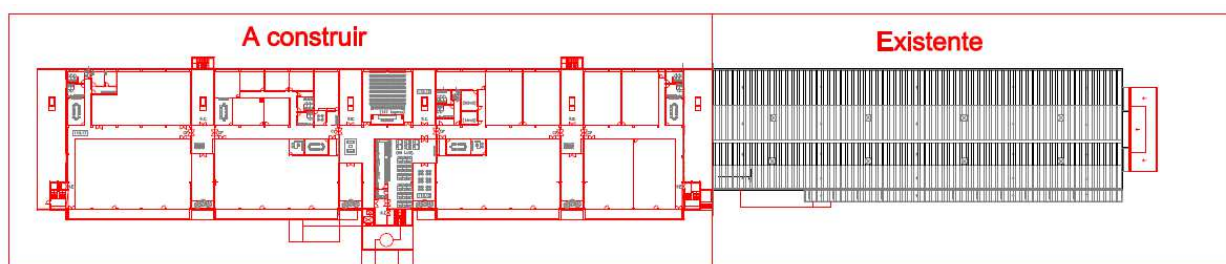


Figura 5.48 – Planta do edifício existente e do edifício a construir

A Figura 5.42 evidencia a grande dimensão da laje a construir, com cerca de  $168 \times 37.7\text{m}^2$  que seria dividida em dez painéis de diferentes dimensões. O novo edifício a construir tem como planta da laje térrea a imagem em baixo demonstrada, onde é possível identificar a disposição das juntas de construção, assim como a disposição e dimensão dos painéis.

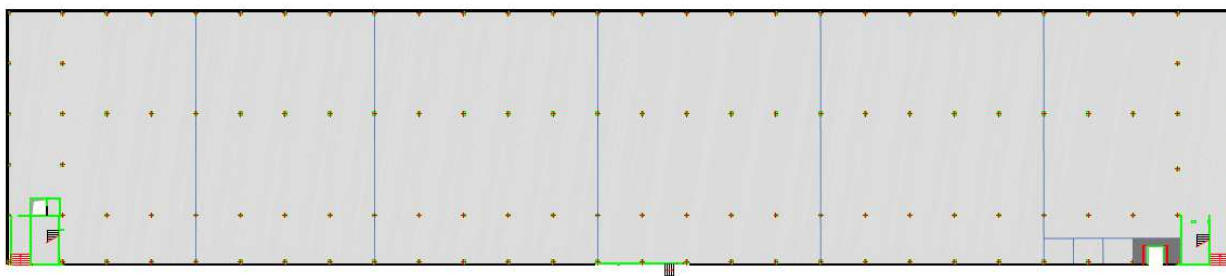


Figura 5.49 – Planta da laje térrea do edifício a construir (a azul localizam-se as juntas de construção)

Os dados fornecidos para o dimensionamento da laje foi o carregamento de 70kN por cada pé de estante, sendo considerada esta a ação mais gravosa a que o elemento em estudo estaria sujeito. De seguida, é apresentada a disposição das estantes na laje.

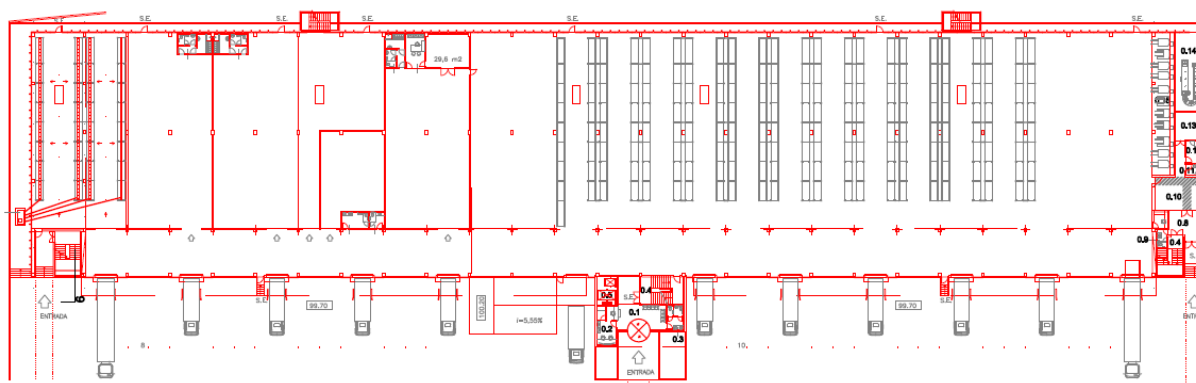


Figura 5.50 – Disposição das estantes em planta

As imagens 5.48, 5.49 e 5.50 são apresentadas em anexo com uma melhor resolução gr

## 5.2 ENSAIOS AO TERRENO

Foi realizado a pedido do dono de obra, tal como é possível constatar nos anexos, um relatório do estudo geológico-geotécnico, a partir do qual foi possível efetuar uma simulação no programa *Phase 2*.

Este estudo foi baseado nos resultados do seguinte programa de prospeção:

- Quatro sondagens à rotação, com profundidade que varia entre os 19,5 e os 21.0 m de profundidade, num total de 82,5 m;
- 55 Ensaios SPT, realizados em solos e rochas brandas;
- Medição dos níveis da água nos furos de sondagem;
- 3 Ensaios Penetrométricos Dinâmicos Super-Pesados (DPSH).

### 5.2.1 Equipamentos e técnicas utilizadas

Para a realização das sondagens, recorreu-se a um equipamento de perfuração à rotação por transmissão hidráulica, Atlas Copco modelo Mustang A-32, montado em chassis sobre lagartas, como se pode verificar na figura seguinte.



Figura 5.51 – Atlas Copco modelo Mustang A-32

Durante a realização das sondagens foram executados em simultâneo, e sempre que o maciço permitiu, ensaios SPT, em intervalos de 1,50 em 1,50 m, levando ao estabelecimento de correlações com os parâmetros de ensaios *In situ*. Os ensaios SPT foram executados com amostrador Terzaghi normalizado, com 51 mm de diâmetro externo e 35 mm de diâmetro interno. Seguidamente é mostrada uma tabela com o resumo dos ensaios SPT realizados.

Tabela 5.12 – Tabela resumo dos ensaios SPT

Sondagem	Profundidade		Ensaio SPT			
			1ª fase	2ª fase	3ª fase	Penetração
S1	1.5	metros	3	3	7	30
	3	metros	6	7	8	30
	4.5	metros	6	8	9	30
	6	metros	6	9	9	30
	7.5	metros	8	13	16	30
	9	metros	10	17	22	30
	10.5	metros	8	15	20	30
	12	metros	14	17	24	30
	13.5	metros	13	17	22	30
	15	metros	14	16	24	30
	16.5	metros	14	19	26	30
	18	metros	17	24	32	30
	19.5	metros	17	26	34	30
21	metros	18	27	33	29	
S3	1.5	metros	4	4	6	30
	3	metros	4	5	7	30
	4.5	metros	7	9	15	30
	6	metros	7	1	23	30
	7.5	metros	9	12	15	30
	9	metros	10	14	18	30
	10.5	metros	11	14	20	30
	12	metros	15	17	24	30
	13.5	metros	13	17	22	30
	15	metros	14	18	24	30
	16.5	metros	16	20	26	30
	18	metros	19	22	35	30
	19.5	metros	17	24	36	27
21	metros	26	41	19	20	
S5	1.5	metros	3	4	4	30
	3	metros	4	6	7	30
	4.5	metros	4	7	8	30

	6	metros	7	9	11	30
	7.5	metros	8	13	14	30
	9	metros	11	15	21	30
	10.5	metros	11	17	20	30
	12	metros	10	16	19	30
	13.5	metros	11	17	22	30
	15	metros	12	17	21	30
	16.5	metros	14	18	26	30
	18	metros	17	23	30	30
	19.5	metros	19	32	28	24
	21	metros	23	40	20	20
S7	1.5	metros	5	6	4	30
	3	metros	7	9	10	30
	4.5	metros	10	14	19	30
	6	metros	13	17	19	30
	7.5	metros	12	17	19	30
	9	metros	13	17	21	30
	10.5	metros	10	18	24	30
	12	metros	12	19	27	30
	13.5	metros	11	18	24	30
	15	metros	16	20	28	30
	16.5	metros	23	34	26	23
	18	metros	36	60	0	13
19.5	metros	40	60	0	9	

Os ensaios com Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH) foram realizados recorrendo a um equipamento montado num pequeno chassis sobre lagartas de borracha – Rolatec ML – 60A (DPSH), tal como é mostrado na figura em baixo.



Figura 5.52 – Penetrómetro utilizado - Rolatec ML – 60A (DPSH)

É também dado a conhecer na Tabela 13 o resumo dos resultados obtidos com os penetrómetros dinâmicos super pesados.

Tabela 5.13 – Resultados dos ensaios com penetrómetros dinâmicos super pesados

DPSH	Profundidade
DPSH 2	24.00 m
DPSH 4	24.00 m
DPSH 6	13.80 m

Além dos ensaios referidos, também foi realizado o ensaio de placa, do qual não foi possível conseguir imagens, contudo é apresentado uma fotografia de um ensaio realizado noutra local.



Figura 5.53 – Ensaio de carga em placa

A Figura 5.47 mostra o resultado de um ensaio de placa, representando o gráfico, onde no eixo das ordenadas está representada a pressão exercida no terreno, aumentando de forma constante numa primeira fase até aos 250 KPa e voltando de seguida ao valor nulo e no eixo das abcissas é evidenciado o valor respetivo ao assentamento do terreno. O mesmo gráfico mostra também uma segunda fase do ensaio, onde o carregamento vai até aos 200 KPa, voltando ao valor de zero e o respetivo assentamento.

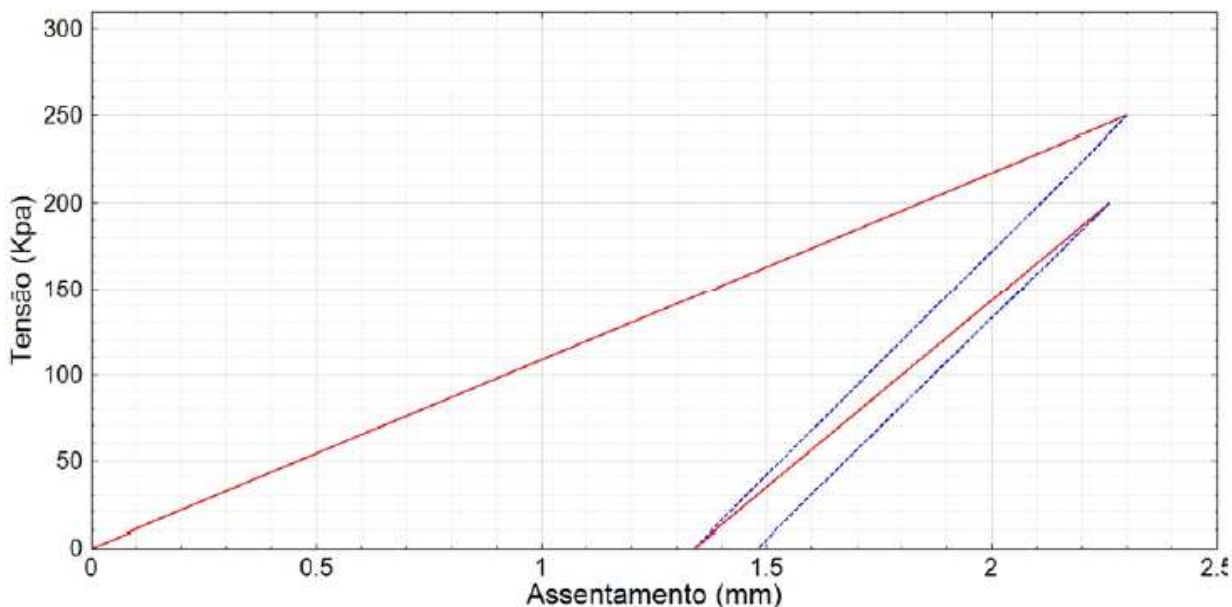


Figura 5.54 – Gráfico relativo ao ensaio de carga realizado no terreno

### 5.2.2 Resultados obtidos do estudo geotécnico

Os dados fornecidos quanto ao zoneamento geotécnico dão conta de cinco diferentes zonas até encontrar o maciço granítico decomposto.

A tabela que se segue mostra as diferentes camadas com as diferenças de cotas, assim como os valores relativos às tensões admissíveis.

Tabela 5.14 – Tensões admissíveis nas diferentes camadas do solo

Horizontes Geotécnicos	Intervalo de cotas		Tensões admissíveis
	Topo (m)	Base (m)	
G5	104.00 – 99.5	103.00 – 98.00	---
G4	103.00 – 98.00	99.00 – 94.00	<150 kPa
G3	99.00 – 94.00	96.5 – 87.4	150 – 350 kPa
G2	96.5 – 87.4	86.00 – 80.00	350 – 700 kPa
G1	86.00 – 80.00	>84.00	<700 kPa

Com base nas sondagens realizadas foram estabelecidos os horizontes geotécnicos acima referidos e que serão agora mais pormenorizadamente explicados:

**G5 – Aterros e solos orgânicos**

Os aterros heterogêneos compostos por solos orgânicos, de diversas origens e solos areno-argilosos de fraca resistência a que correspondem a um horizonte superficial contínuo, que recobre o terreno natural, e que apresenta espessuras pouco superiores a 1.00 m, tendo sido intersectado em todas as sondagens realizadas.

**G4 – Solo residual granítico pouco compacto (SPT<15)**

Abaixo do horizonte anteriormente caracterizado e resultante dos processos de meteorização do maciço rochoso, recuperam-se solos residuais sob a forma de material caulinizado.

Este solo residual granítico mostra valores  $N_{SPT}$  inferiores a 12 pancadas e de  $N_{DPSH}$  inferior a 8 pancadas, considerando-se um solo pouco compacto. Ocorre em todas as sondagens e com espessuras que variam entre os 2.0 e os 5.5 m.

**G3 – Solo residual granítico medianamente compacto (SPT>15)**

Ainda fazendo parte do mesmo material geológico definiu-se um horizonte geotécnico mais competente. Este resulta da recuperação de solos residuais sob a forma de material areno-argiloso, por vezes caulinizado, esbranquiçado a acastanhado.

Este estrato de solo residual granítico apresenta valores  $N_{SPT}$  em média inferior a 26 pancadas e de  $N_{DPSH}$  maior que 9 pancadas, considerando-se como um solo medianamente compacto. Verifica-se a sua ocorrência em todas as sondagens, cujas espessuras variam entre os 5.7 e 12.0 m.

**G2 – Solo residual granítico compacto a muito compacto (SPT>30)**

Este horizonte é constituído por solo residual granítico, compacto a muito compacto na base, com valores de  $N_{SPT}$  superiores a 30 pancadas e  $N_{DPSH}$  maior que 21 pancadas, sendo identificado em todas as sondagens.

**G1 – Maciço granítico decomposto (SPT>60)**

Sob os terrenos acima descritos passa-se a um maciço granítico, pontualmente granítico, decomposto de grão médio, cinzento esbranquiçado a acastanhado.

Os valores  $N_{SPT}$  atingem na extensa maioria a “nega” com valores médios de penetração na ordem dos 25 cm. Todas as sondagens terminam com “negas” consecutivas, neste horizonte. Os valores de pancadas  $N_{DPSH}$  são superiores a 42 pancadas.

Tendo em conta o disposto em cima e face às características apresentadas pelo terreno foi apresentada uma nota técnica com várias soluções apresentadas ao cliente para a execução da laje, prevendo um

melhoramento do solo, recorrendo à aplicação de geogrelhas. Com a solução escolhida foi então o solo modelado no programa Rocscience – Phase 2.

O acesso ao programa foi facilitado por parte do Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada do Instituto Superior de Engenharia do Porto, permitindo assim a correta modelação do terreno com as soluções apresentadas pela empresa responsável pelo melhoramento do solo.

A solução apresentada passava pela realização de:

- Laje de betão com 0.18 m de espessura;
- Camada superior de *tout-venant* com 0.15 m de espessura, funcionando como base;
- Geogrelha biaxial superior em polipropileno com resistência à tração mínima de 30kN/m;
- Camada inferior de *tout-venant* com 0.20 m de espessura, funcionando como sub-base;
- Geogrelha biaxial inferior em polipropileno com resistência à tração mínima de 40 kN/m, aplicada sobre geotêxtil de separação e filtragem.

Foram então introduzidos no programa os dados relativos, quer aos vários estratos identificados, quer às várias camadas dispostas na solução adotada.

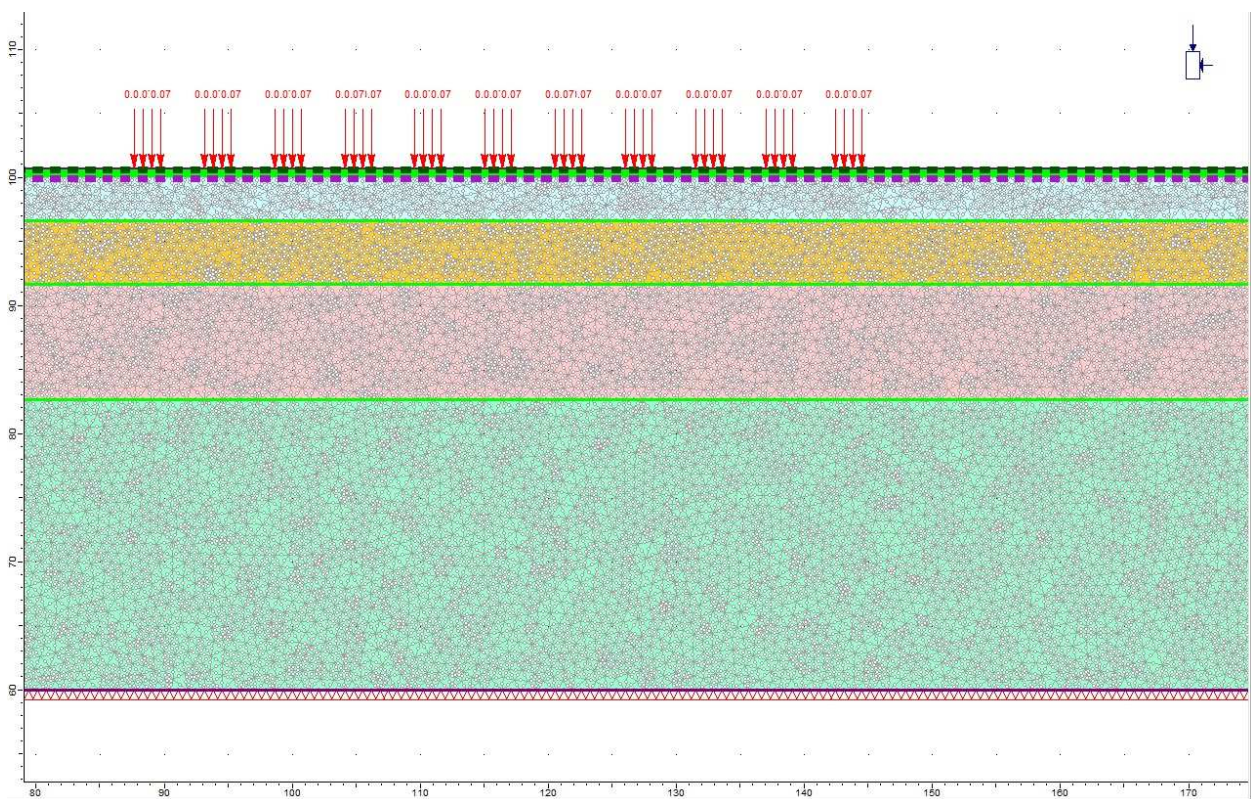


Figura 5.55 – Diferentes camadas de solo com malha de elementos finitos

Na Figura 5.55 são visíveis as diferentes zonas do solo com a malha de elementos finitos devidamente gerada e em baixo apresenta-se a Figura 5.56, onde é possível identificar as diferentes camadas da solução adotada.

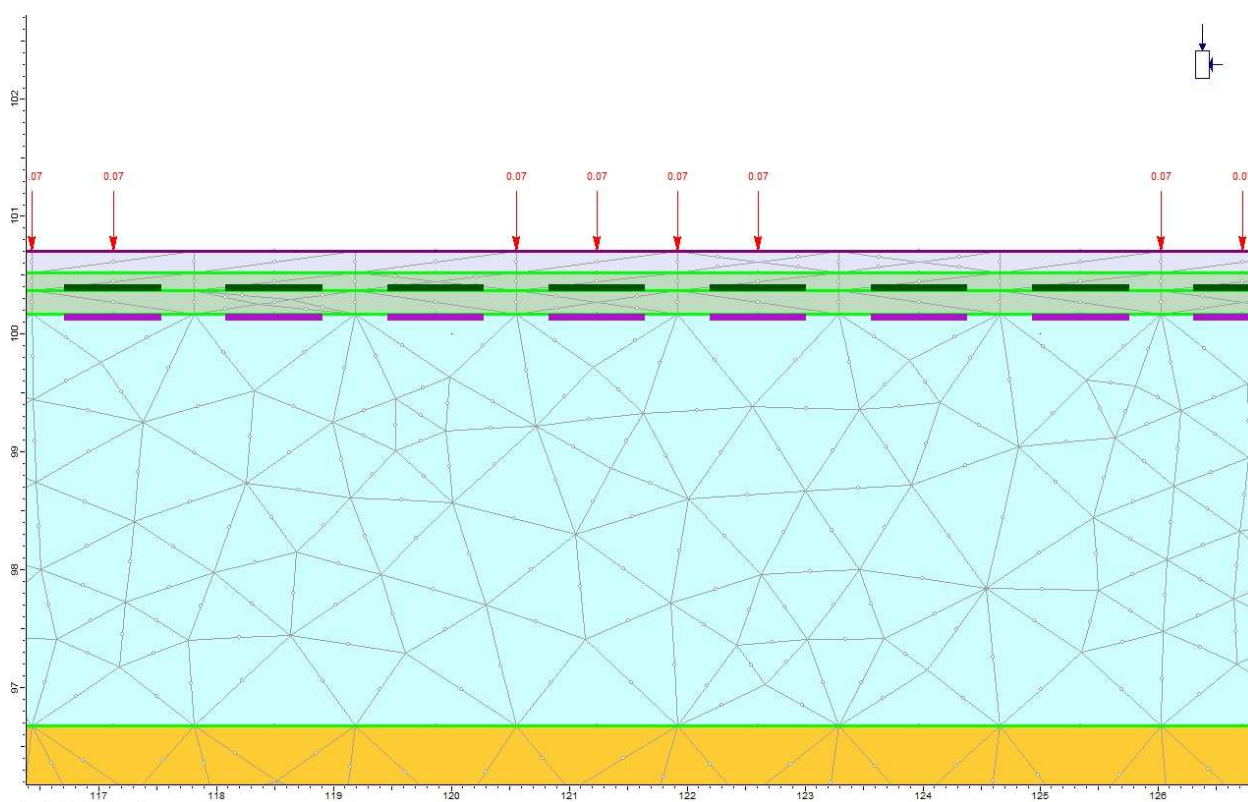


Figura 5.56 – Diferentes camadas da solução adotada

As geogrelhas foram simuladas no programa como material geossintético e com os respectivos valores de resistência à tração mínima.

Quanto às cargas aplicadas no terreno, foram colocadas segundo a disposição apresentada no desenho de arquitetura que contempla seis pares de estantes colocadas costas-com-costas, descarregando o valor de 70kN por pé, tal como se pode ver na imagem que se segue.

Tendo os solos e as camadas das soluções devidamente modeladas, colocou-se o programa a gerar a malha de elementos finitos para que assim fossem aplicadas as cargas, para conseguir determinar o valor do assentamento máximo sofrido pelo terreno.

As cargas foram aplicadas de duas diferentes formas, sendo a primeira como se todas as prateleiras estivessem carregadas e a segunda com alternância de sobrecarga, estando par sim, par não as estantes totalmente carregadas.

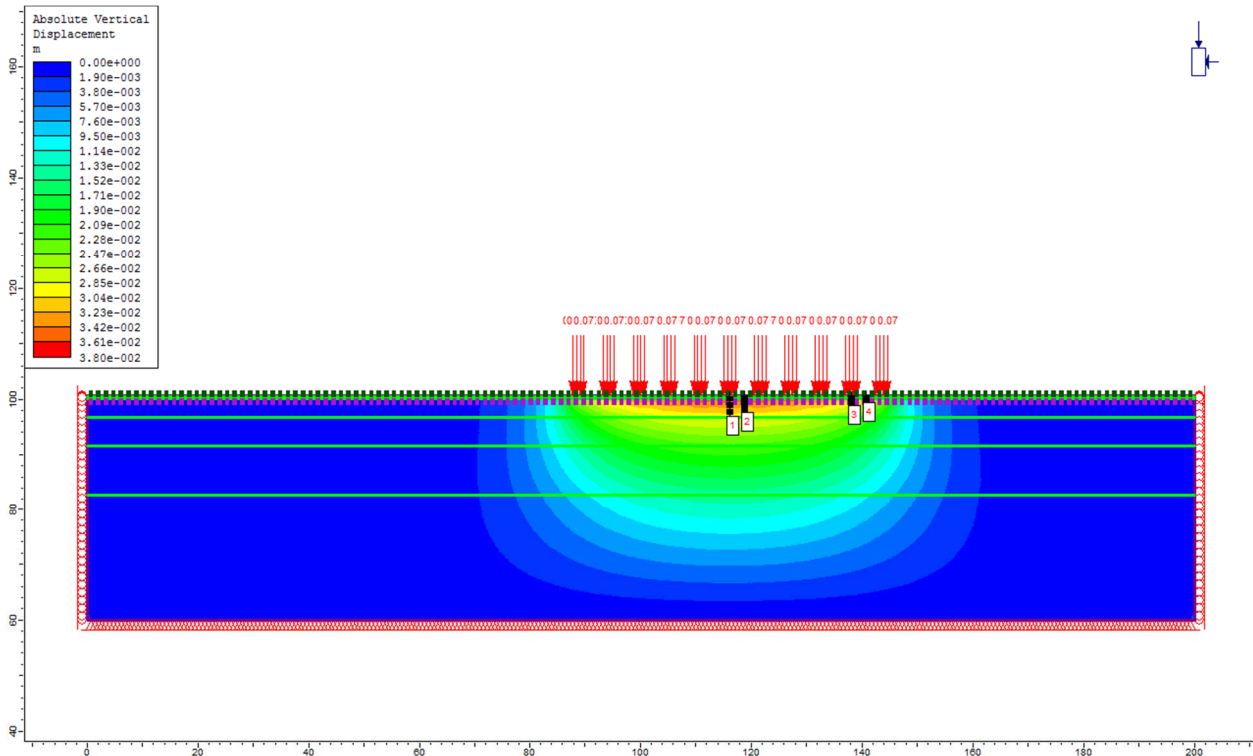


Figura 5.57 – Situação com a laje totalmente carregada

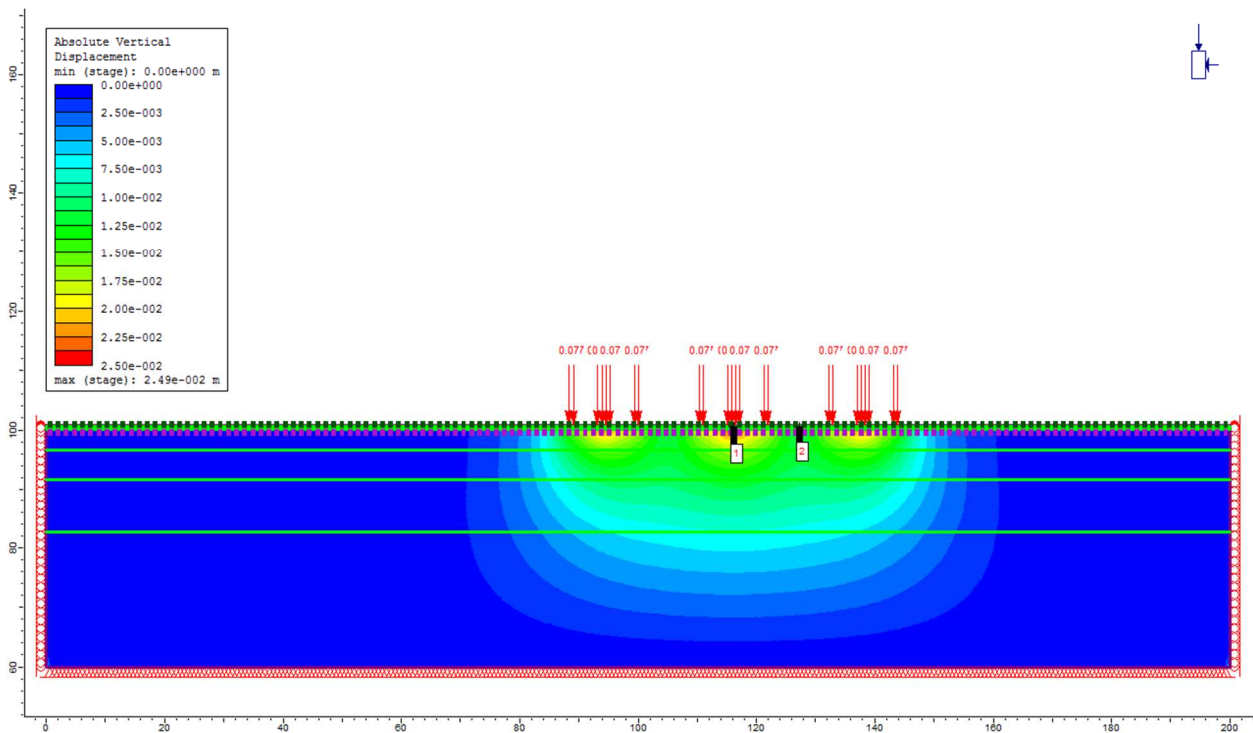


Figura 5.58 – Situação com alternância de sobrecarga

Em ambas as figuras é possível identificar umas linhas cotadas identificadas com os números 1 e 2. Servem essas linhas para criar gráficos onde é possível ter uma melhor e mais pormenorizada noção do assentamento, assim como a sua evolução à medida que se desce no terreno.

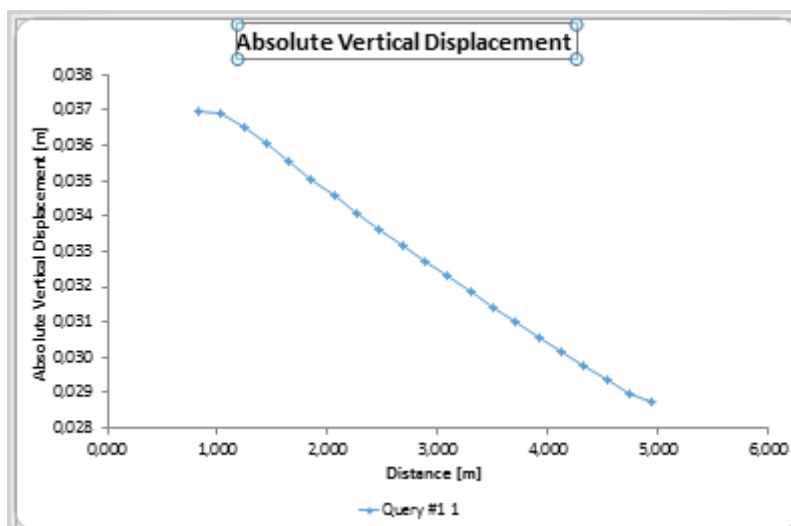


Figura 5.59 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 1 da imagem 5.49

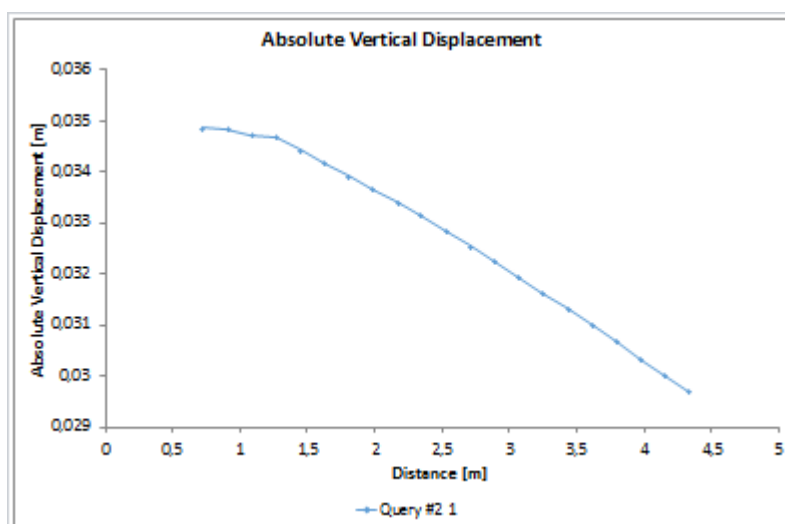


Figura 5.60 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 2 da imagem 5.49

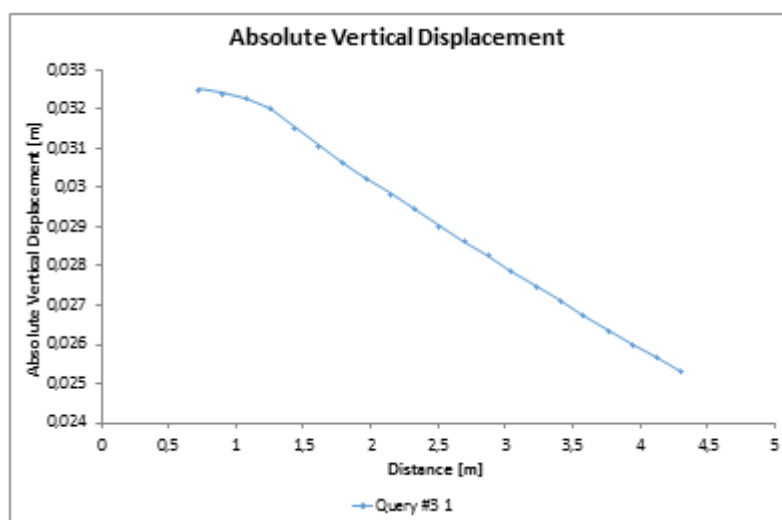


Figura 5.61 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 3 da imagem 5.49

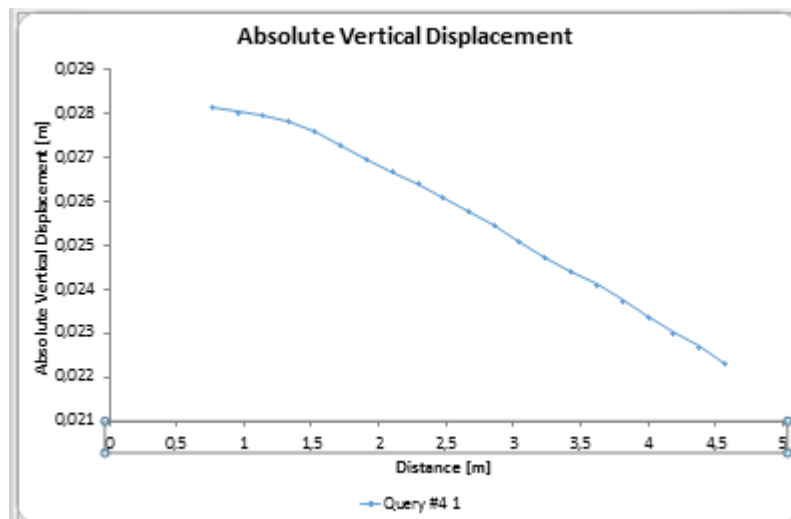


Figura 5.62 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 4 da imagem 5.49

Os gráficos em cima representados dizem respeito ao assentamento sofrido no primeiro carregamento, onde é possível constatar que o maior assentamento sofrido (3,8 cm) foi no local correspondente ao gráfico correspondente à figura 5.49, como seria de esperar, a meio vão da laje e a meio da zona carregada. Os dois últimos gráficos dizem respeito a linhas que se encontram no mesmo local quanto aos carregamentos, contudo a sua localização na laje fica numa zona em que o contributo das cargas adjacentes não é tão significativo.

Os valores mais importantes a retirar desta modelação são, não só os assentamentos, mas principalmente os assentamentos diferenciais. Por análise dos gráficos é possível ver que o assentamento diferencial máximo é aproximadamente igual a 5 mm (3.3 – 2.8 cm, aproximadamente), o que não será um valor preocupante.

Serão de seguida abordados os gráficos referentes ao segundo carregamento, onde as cargas estão mais espaçadas e, por isso, é de esperar um menor valor quando comparado com os valores em cima referidos.

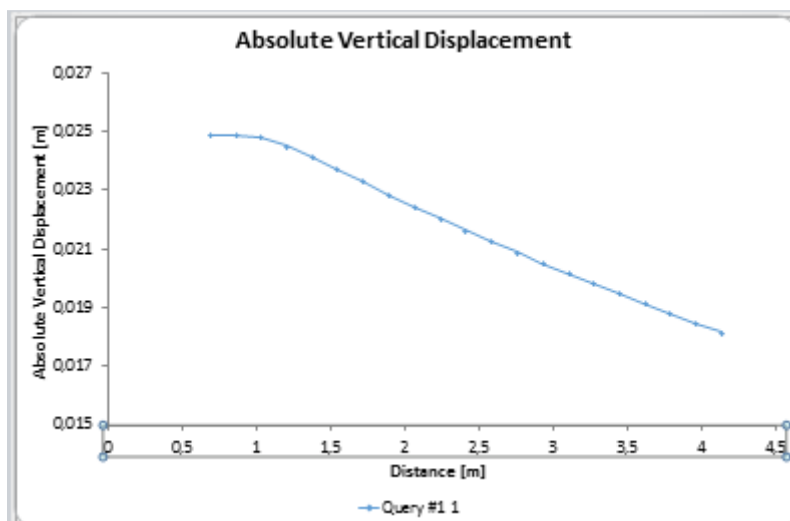


Figura 5.63 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 1 da imagem 5.50

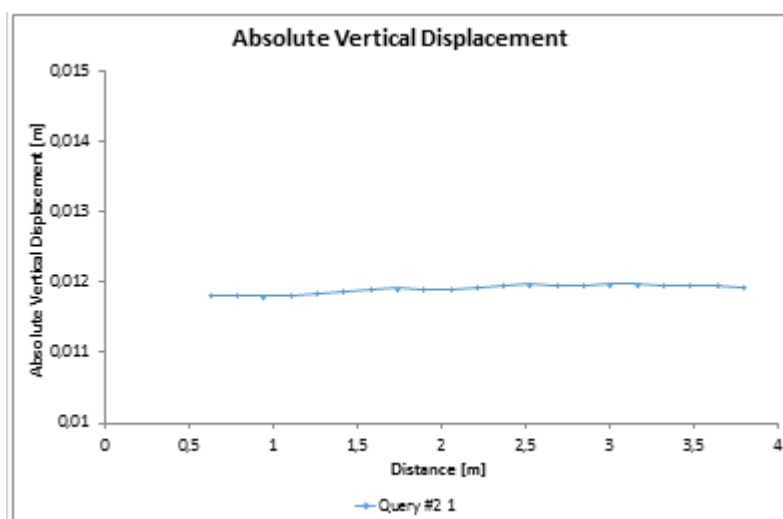


Figura 5.64 – Gráfico relativo aos deslocamentos na linha 2 da imagem 5.50

Nestes dois gráficos é possível identificar sem grandes dúvidas que o gráfico presente na Figura 5.52 encontra-se numa zona com cargas próximas, tendo em conta a grande variação do assentamento à medida que se vai penetrando no solo, enquanto que o gráfico da figura 53 apresenta uma variação do assentamento muito homogênea, encontrando-se numa zona em que não existem grandes variações do assentamento. O assentamento máximo na zona mais gravosa atinge o valor de 2,5 cm, aproximadamente. No entanto, o valor correspondente aos assentamentos diferenciais já é um pouco mais grave do que na hipótese de carregamento anterior, sendo este de 1.3 cm.

É de salientar que os valores obtidos aproximam-se com elevada precisão dos valores apresentados pela empresa na Nota Técnica (documento presente em anexo).

### 5.3 MODELAÇÃO DA LAJE

A modelação dos solos permitiu justificar e verificar a adequabilidade da solução adotada, contudo é necessário modelar o elemento da laje, verificando o cumprimento quanto aos Estados Limites Último e de Serviço.

Para isso, recorreu-se ao programa utilizado em disciplinas do presente mestrado, *Robot Structural Analysis*, onde foi possível introduzir uma simulação das cargas das estantes das duas diferentes hipóteses, assim como uma carga rolante, para simular o caminho efectuado por um empilhador e também a introdução de dados relativos ao módulo de deformabilidade do solo substituindo a necessidade de colocar umas molas para simular o terreno de fundação.

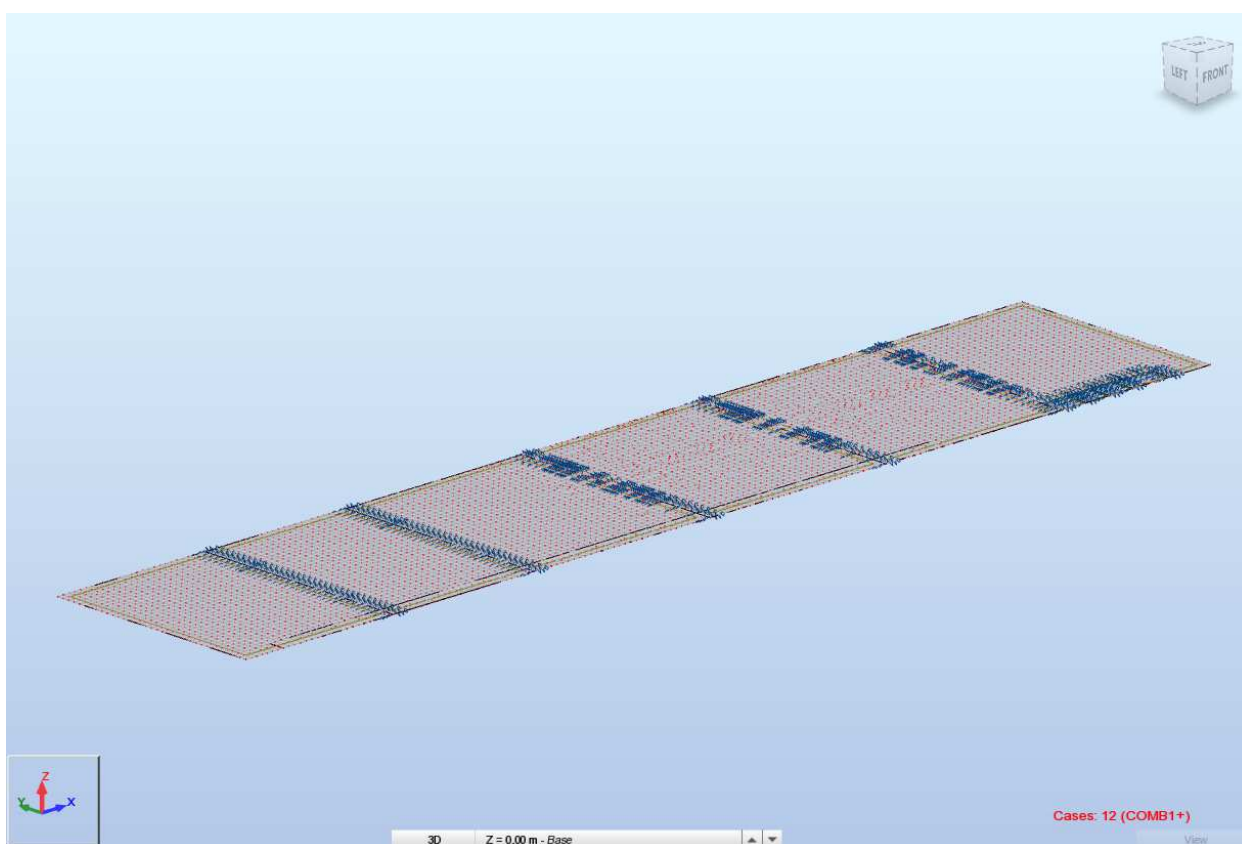


Figura 5.65 – Modelo da laje no Robot Structural Analysis

A Figura 5.57 apresenta a laje modelada no programa já referido, onde é possível constatar a sua grande dimensão. É possível também identificar a malha dos elementos finitos, assim como uma simulação dos ligadores nas juntas dos painéis, tal como será demonstrado mais pormenorizadamente mais à frente.

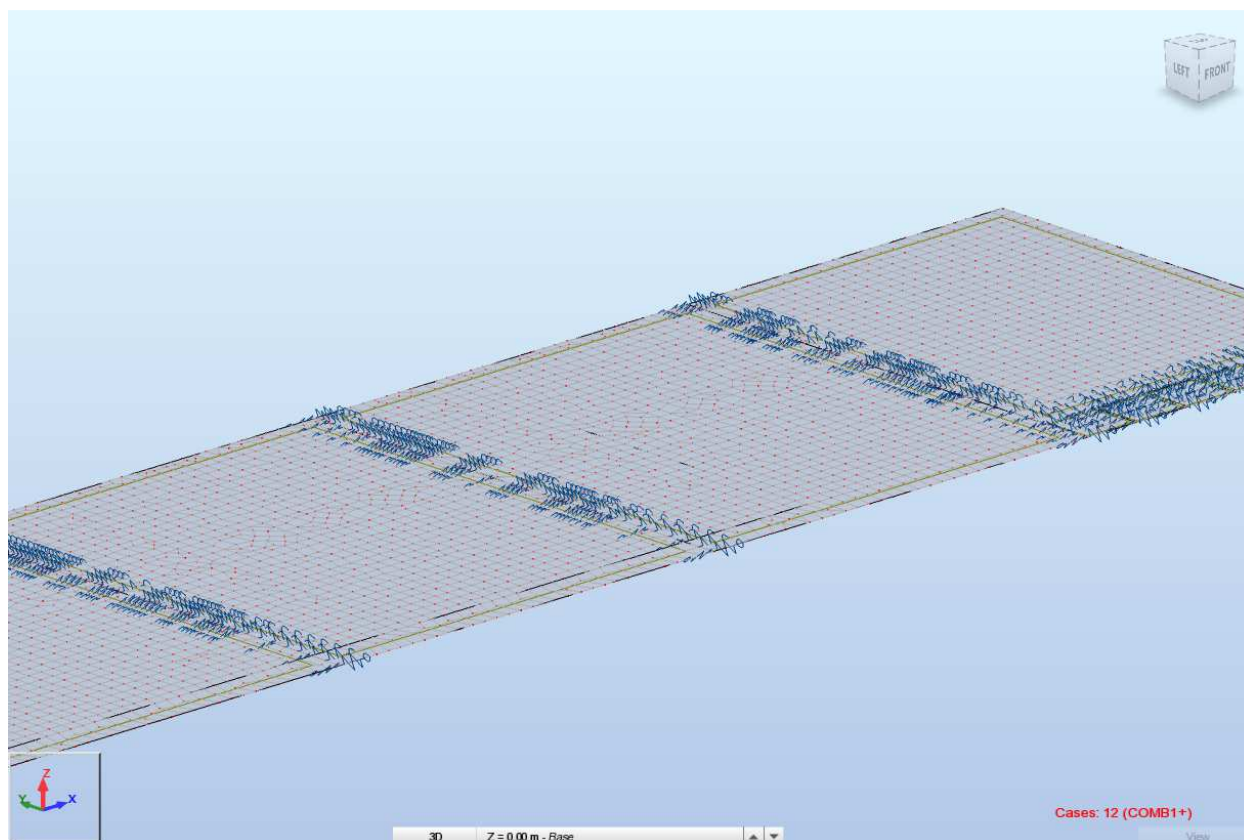


Figura 5.66 – Vista mais pormenorizada da laje

Quanto aos dados introduzidos, relativos à laje, serão demonstrados na figura que se segue, sendo que a laje em betão foi admitida com 18 cm de espessura, contudo foi introduzida no programa sem adição de qualquer tipo de reforço, o que irá adulterar alguns resultados, tal como valores referentes ao corte, mais concretamente o punçoamento, onde as fibras de aço desempenham um papel fundamental. No entanto, os cálculos realizados entrarão com o reforço em conta, servindo o modelo para fazer verificações mais aproximadas quanto a deslocamentos e esforços de retração, impedidos pelas juntas.

Após a modelação da solução de fundação da laje adotada no programa *Phase2*, foi possível determinar o Módulo de deformação do solo de forma expedita.

Foi então, aplicada uma carga superficial com o valor de  $1\text{kN/m}^2$ , obtendo-se o deslocamento vertical de  $5,03 \times 10^{-5}$  m. Assim, foi possível determinar o valor do módulo de resistência do solo,  $k = 19880,72 \text{ kN/m}^3$ , valor este que é demasiadamente baixo. Contudo, este foi o valor admitido para a modelação da laje, tal como se verifica na figura 56. Foi também aconselhada a atribuição de 10% do valor relativo ao eixo dos  $zz$  nos eixos  $xx$  e  $yy$ .

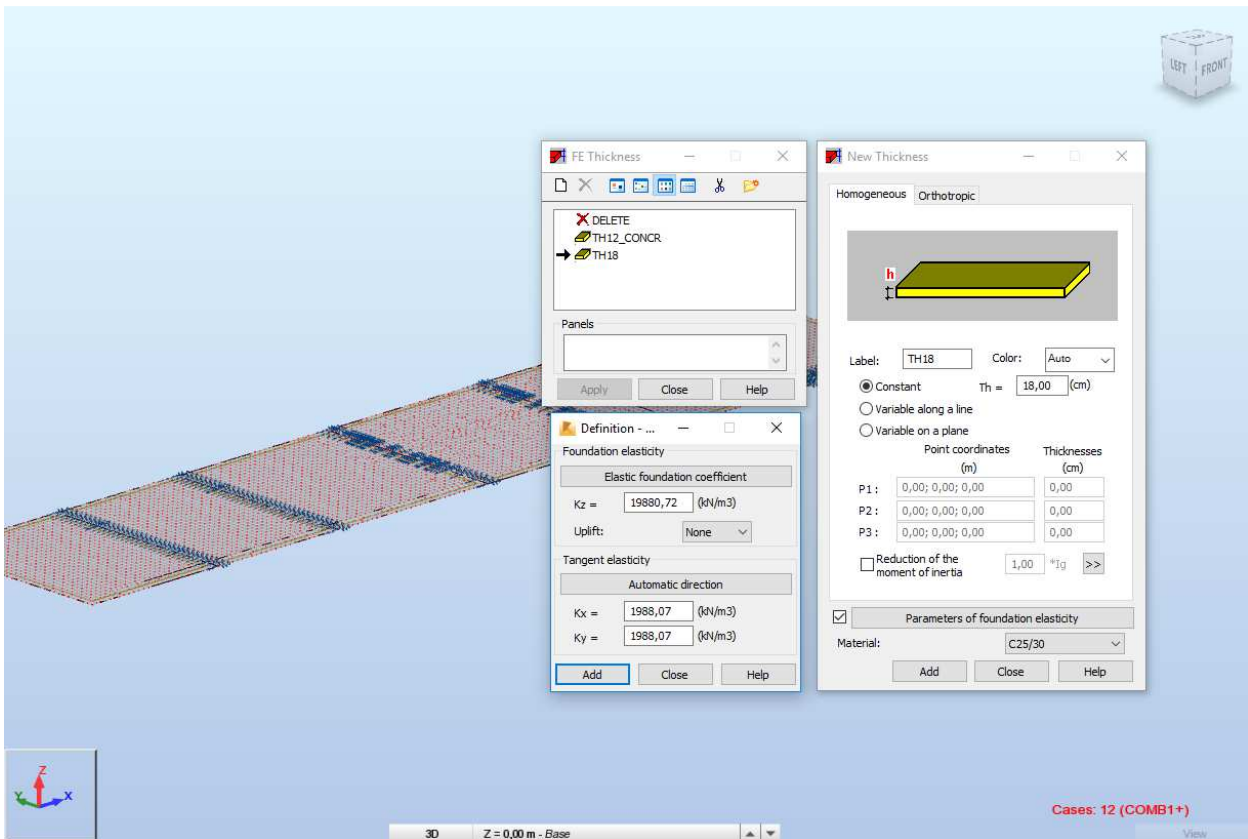


Figura 5.67 – Especificações relativas ao módulo de resistência do solo

Em relação à simulação das juntas com ligadores foi aplicada uma força semelhante à variação da temperatura tendo como base ensaios realizados, pela entidade executante, com um painel de 1 m<sup>2</sup> de área, onde foram colocados extensómetros com a finalidade de medir a retração no painel executado. Assim foi possível determinar uma taxa de variação de temperatura de aproximadamente 20°C.

Posto isto, foi necessário introduzir os dados relativos à simulação dos ligadores localizados nas juntas, que irão impedir o deslocamento destas no eixo dos xx ou dos yy, conforme a continuidade da laje.



Figura 5.68 – Ensaio de um painel de 1,00x1,00 m<sup>2</sup> com extensómetros para medir os valores de retracção

O valor da retracção medido no modelo realizado foi de 0,01 mm, como se mostra na figura em baixo, valor que permitiu determinar a força linear a introduzir no programa de forma a contrariar este movimento na laje, simulando os conectores.



Figura 5.69 – Extensómetro colocado para medir a retracção do betão

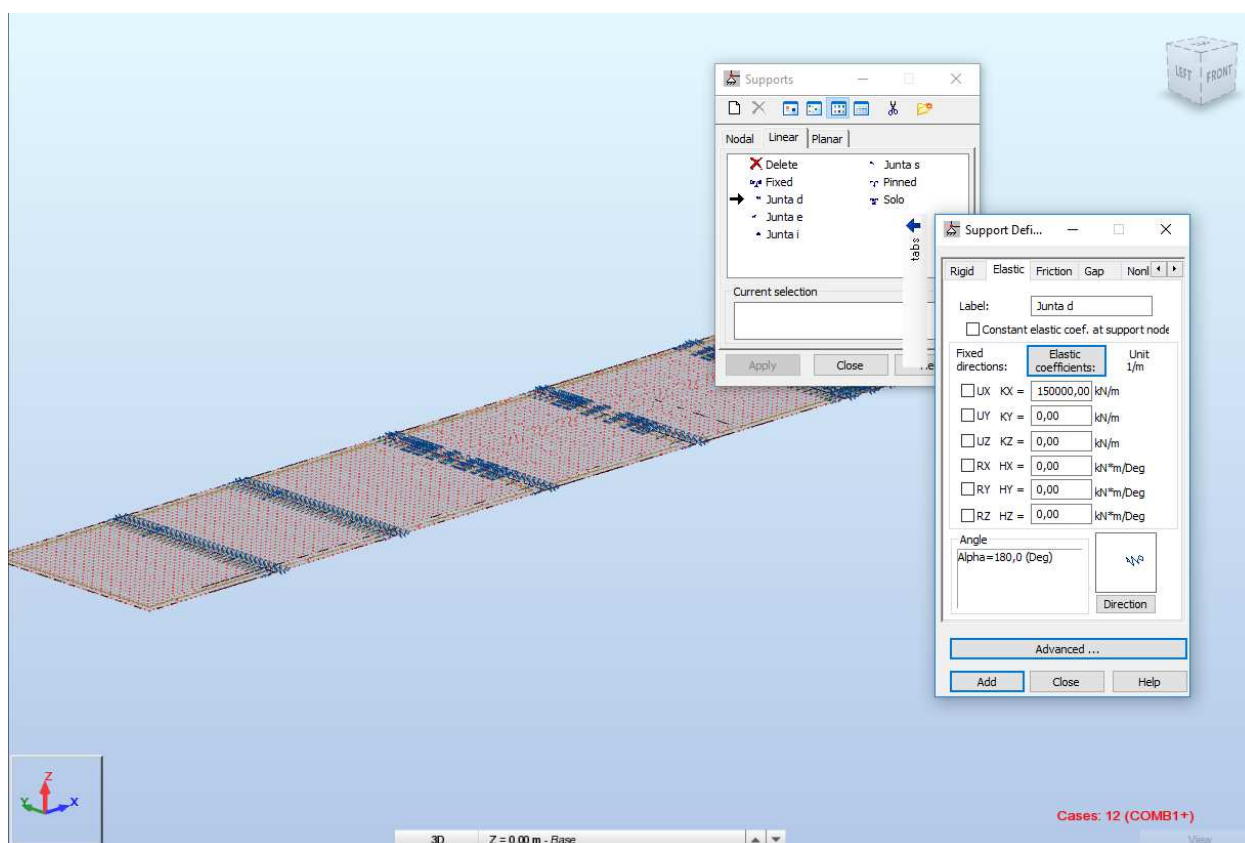


Figura 5.70 – Introdução dos dados relativos ao esforço simulado pelos ligadores

Os ligadores foram admitidos sendo de forma redonda com 16 mm de raio e um comprimento de 20 cm, obtendo-se assim o valor de 150 000 kN/m para uma variação de temperatura de 15°C.

Após ter sido definida a laje e todas as suas propriedades no programa, procedeu-se à introdução de cargas. Estas foram introduzidas de acordo com a disposição das estantes na planta de arquitetura com o valor de 70kN por pé e o empilhador foi simulado admitindo uma geometria quadrada de 1,20 m entre eixos, cujas cargas correspondem a 22 kN no eixo traseiro e 62 kN no eixo dianteiro.

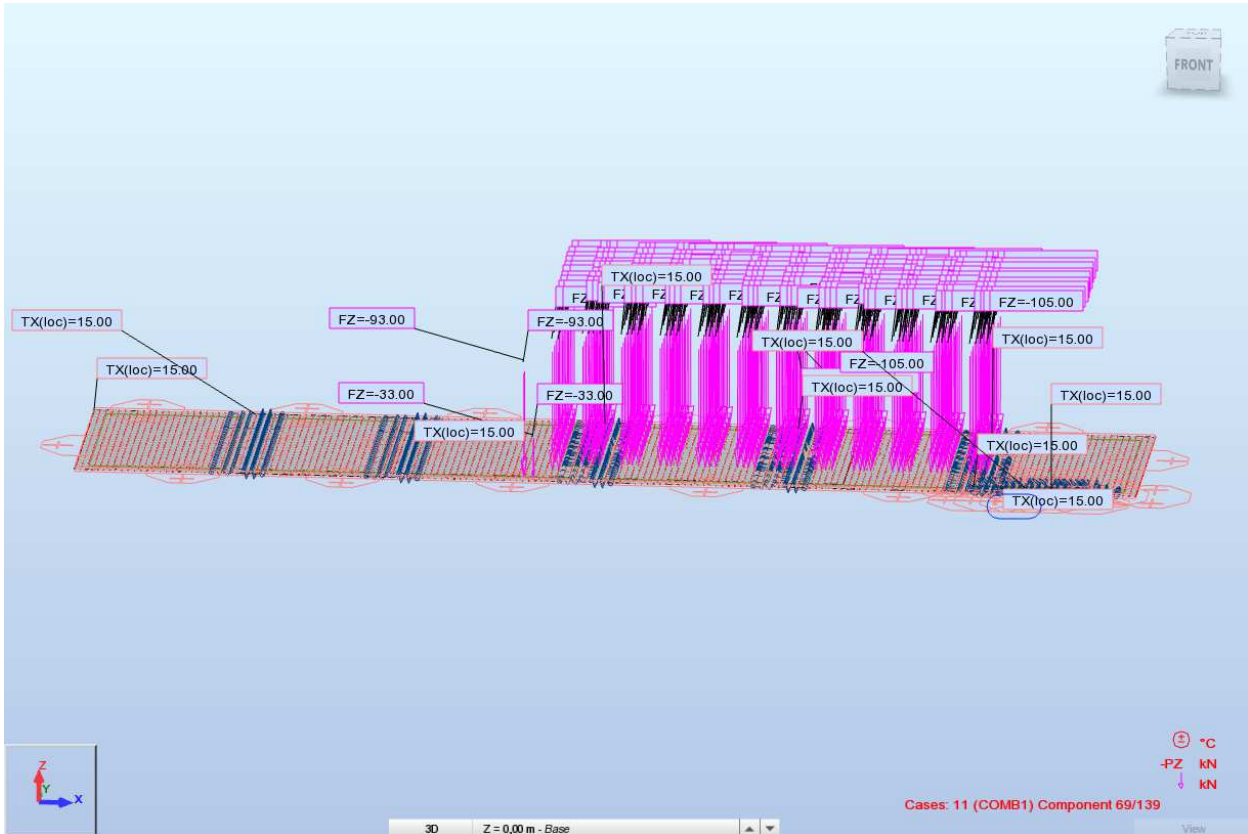


Figura 5.71 – Disposição das cargas na laje

O passo seguinte foi efetuar as combinações automáticas geradas pelo programa sendo admitido o coeficiente de segurança de 1,35 para as cargas permanentes (peso próprio) e 1,50 para as cargas variáveis, tendo sido consideradas todas as restantes como tal.

De seguida serão apresentados os dados relativos à laje, o seu dimensionamento e os resultados obtidos com base no programa de forma a comparar com os valores obtidos.

## 5.4 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

Para o dimensionamento da laje foi admitida uma carga de 70 kN por pé de estante, sendo estas do tipo costas com costas, o pavimento será executado sem juntas serradas, sendo os painéis limitados por juntas de construção. A carga para a qual será dimensionada a laje é apenas a indicada para as estantes, por se considerar suficiente para o efeito.

Quanto aos materiais a laje será realizada com um betão C25/30 com uma razão de fibras de aço correspondente a 40 kg/m<sup>3</sup> com os respetivos valores associados:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{ctk(0.05)} = 1,8 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
- $R_{e,3} = 0,5$
- $k = 0.019 \text{ N/mm}^3$
- $v = 0,2$

Foi então realizada uma folha de cálculo em Excel de forma a verificar o cumprimento dos resultados obtidos com o programa, que será apresentada à medida que seja justificada.

Primeiro foram introduzidos os dados relativos ao betão utilizado:

Classe betão	fck,cube (Mpa)	fcm (Mpa)	fctm (Mpa)	fctk 0.05 (Mpa)	fctk 0.95 (Mpa)	Ecm (Gpa)	cc1(%)	ccu1(%)	cc2(%)	ccu2(%)	n	cc3(%)	ccu3(%)
	30	33	2,6	1,8	3,3	31	2,1	3,5	2,0	3,5	2,0	1,75	3,5

Figura 5.72 – Propriedades referentes ao betão

Seguidamente é apresentado o cálculo do raio de rigidez relativa –  $l$ .

Resistência do betão à flexão		
	<b>2*fctk (Mpa)</b>	3,5909
	<b>fctk,fl (Mpa)</b>	3,7149
		3,5909

Rigidez da laje		
	<b>Rigidez</b>	14643285495
	<b>I (mm)</b>	925
<b>v</b>	0,2	
<b>k</b>	0,02	

Figura 5.73 – Cálculo do Raio de Rigidez Relativa

Os valores respetivos aos momentos resistentes:

Valores do momento resistente		
	<b>M (kN.m)</b>	18,3288
<b>Re,3</b>	0,5	
	<b>M p (kN.m)</b>	6,1096
	<b>M n (kN.m)</b>	12,2192

Figura 5.74 – Valores dos momentos positivos e negativos

Valores resistentes relativos a cargas concentradas:

Cargas Concentradas Isoladas					
		Interior da laje			
a	110,2835208	a/l=0	<b>Pu (kN)</b>	115,16328	
l	925				<b>Pu (kN)</b> 189,4958
a/l	0,119222573	a/l>0,2	<b>Pu (kN)</b>	239,85874	

Figura 5.75 – Valores de cargas concentradas internas

Como todos os pés das estantes estão localizados a uma distância superior a *l* de um bordo adjacente, não existem cargas de canto. Contudo existem cargas de bordo que serão seguidamente apresentadas:

Bordo da laje				
a/l=0	<b>Pu (kN)</b>	53,229225		
			<b>Pu (kN)</b>	101,9892
a/l>0,2	<b>Pu (kN)</b>	118,27967		

Figura 5.76 – Cargas de bordo suportadas pela laje



Figura 5.77 – Valores relativos ao corte na laje

Os valores da imagem em cima representada dizem respeito aos esforços de corte, o que permite ter uma noção de onde estarão concentrados os maiores valores de esforço transversal. Ao analisar a imagem mais pormenorizadamente constata-se que os esforços são maiores nos locais mais próximos das juntas, o que irá traduzir-se na transferência de carga dos conectores.

É por isso apresentado de seguida o valor da capacidade resistente ao corte por cada ligador:

Cálculo de transferência de carga	
Psh	32,8553

Figura 5.78 – Valor da capacidade da transferência de carga por ligador

O valor apresentado em cima é referente a um conector redondo com 0,016 m de diâmetro. É então necessário recorrer a um conector com uma área superior, apresentando-se assim uma solução de armadura de junta em aço com uma performance superior (355 N/mm<sup>2</sup> de tensão de cedência), obtendo-se o valor de 116 kN relativo à capacidade de transferência por ligador, tal como se pode comprovar no documento em anexo (Armour Joint).

No que diz respeito à capacidade resistente ao momento fletor dos conectores, é apresentado seguidamente o valor calculado:

Capacidade resistente ao momento fletor	
Pbend	123,9485217

Figura 5.79 – Capacidade resistente dos ligadores ao momento fletor

Este valor satisfaz as necessidades tendo em conta a imagem que se apresenta de seguida, onde quer no sentido do eixo dos xx, quer no sentido do eixo dos yy o valor de 123,95 kN.m não é ultrapassado.

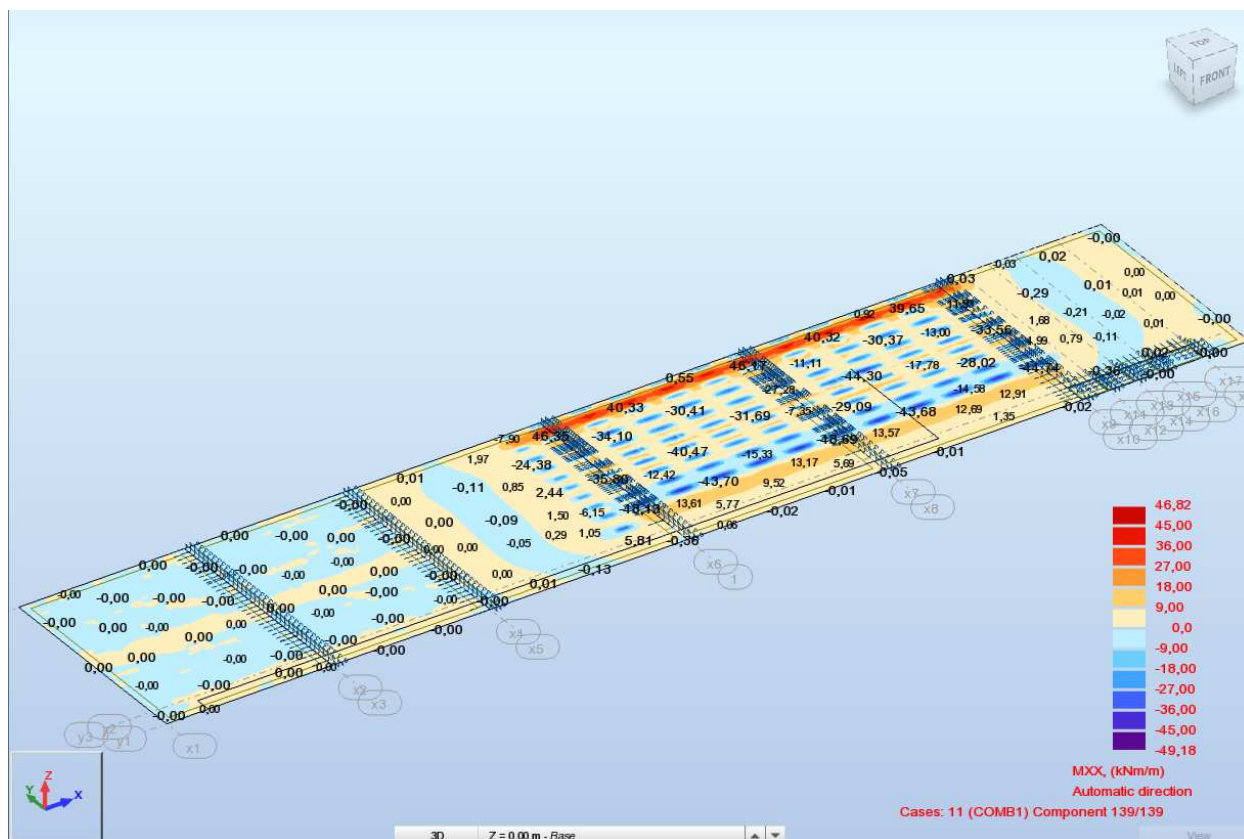


Figura 5.80 – Momentos em xx

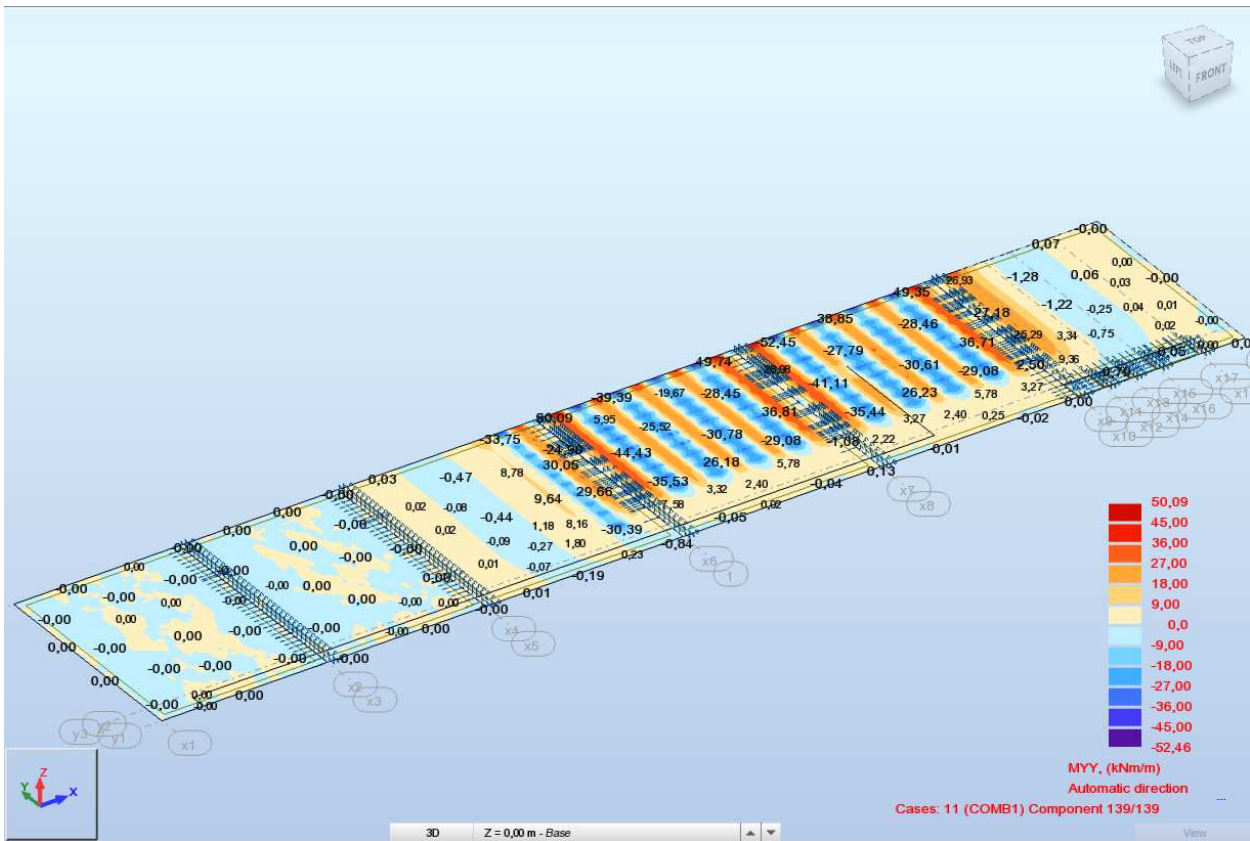


Figura 5.81 – Momentos em yy

Os momentos máximos positivo e negativo não ultrapassam os 50 kN.m/m nas duas direções e não se localizam nas juntas, onde o valor é claramente aceitável.

Quanto ao punçoamento, assumindo as bases das estantes com uma área de 10 x 10 cm<sup>2</sup>, podemos concluir que o seu perímetro de punçoamento  $u_0$  é de 0,40 m e o perímetro mais afastado  $u_1$  é de 1,27 m.

Verificação ao punçoamento		Valor de carga atuante	
$v_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4500,09	$v_p$	1944,444444
Capacidade de carga máxima no punçoamento			
$P_{p,max}$	60,751215		
Aumento da capacidade de carregamento no perímetro crítico com fibras de aço			
$v_r$	215,4569693		
Valor mínimo de capacidade resistente ao corte para lajes reforçadas com fibras de aço			
$P_p$ (kN)	163,0903265		

Figura 5.82 – Cálculo ao punçoamento

O valor final é de 163,09 kN, o que é superior aos 105 kN que descarregam em cada pé de estante ( $70 \times 1.5 = 105$  kN) o que comprova que a laje tem uma boa capacidade resistente ao punçoamento. É de salientar o grande contributo das fibras de aço na resistência ao punçoamento, na medida em que o valor resistente apenas com o betão seria de 60,75 kN.

Quanto aos deslocamentos, foram introduzidos uns apoios elásticos nas juntas de construção, de forma a simular o impedimento da ocorrência de deslocamentos no plano da laje.

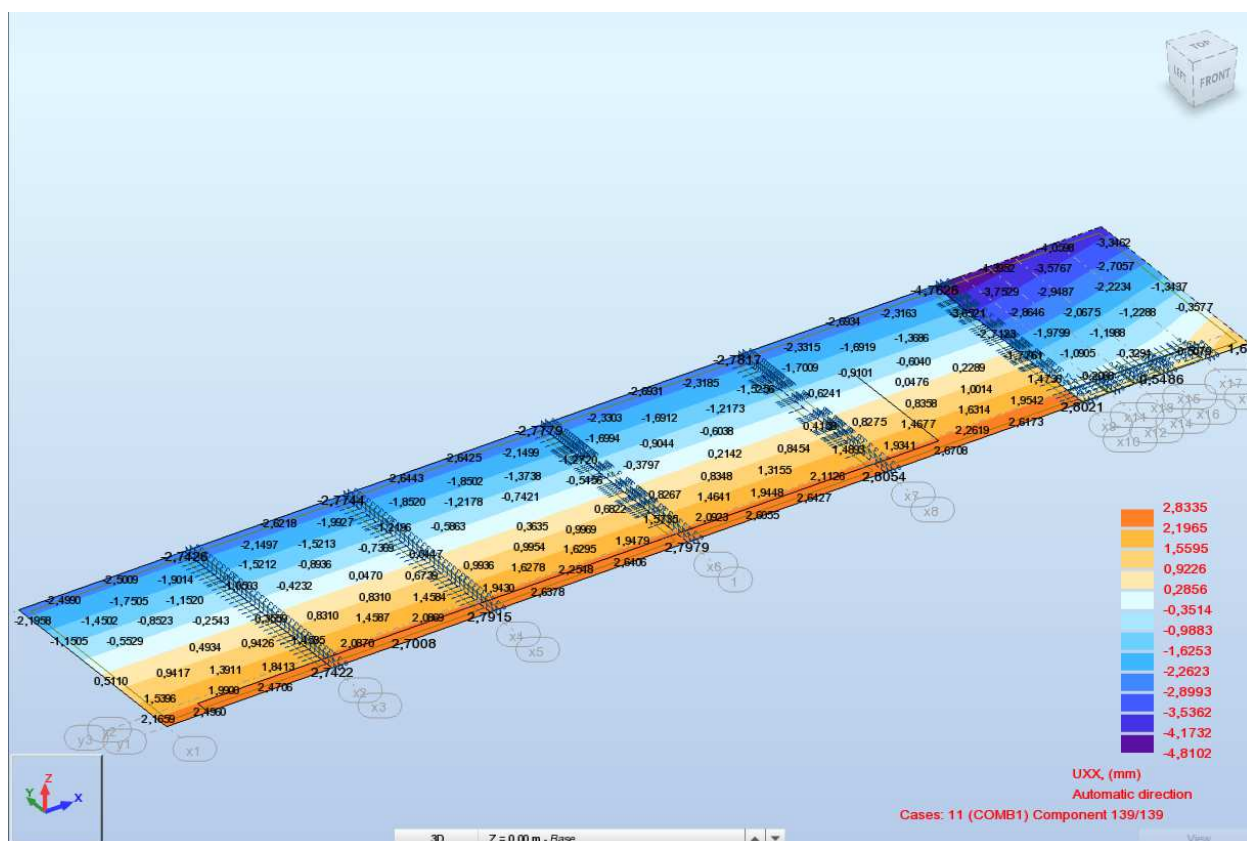


Figura 5.83 – Deslocamentos em xx

O deslocamento máximo em x ocorre nos bordos da laje onde o movimento desta não é restrito, atingindo quase os 5,0 mm, sendo no entanto um valor perfeitamente aceitável para painéis de tão grande dimensão.

Quando aos deslocamentos em yy, a figura indica deslocamentos na ordem dos 4,0 mm, contudo onde a laje possui os elementos elásticos que permite impedir o seu movimento, os deslocamentos apresentam valores entre os 1,0 e os 1,5 mm apenas.

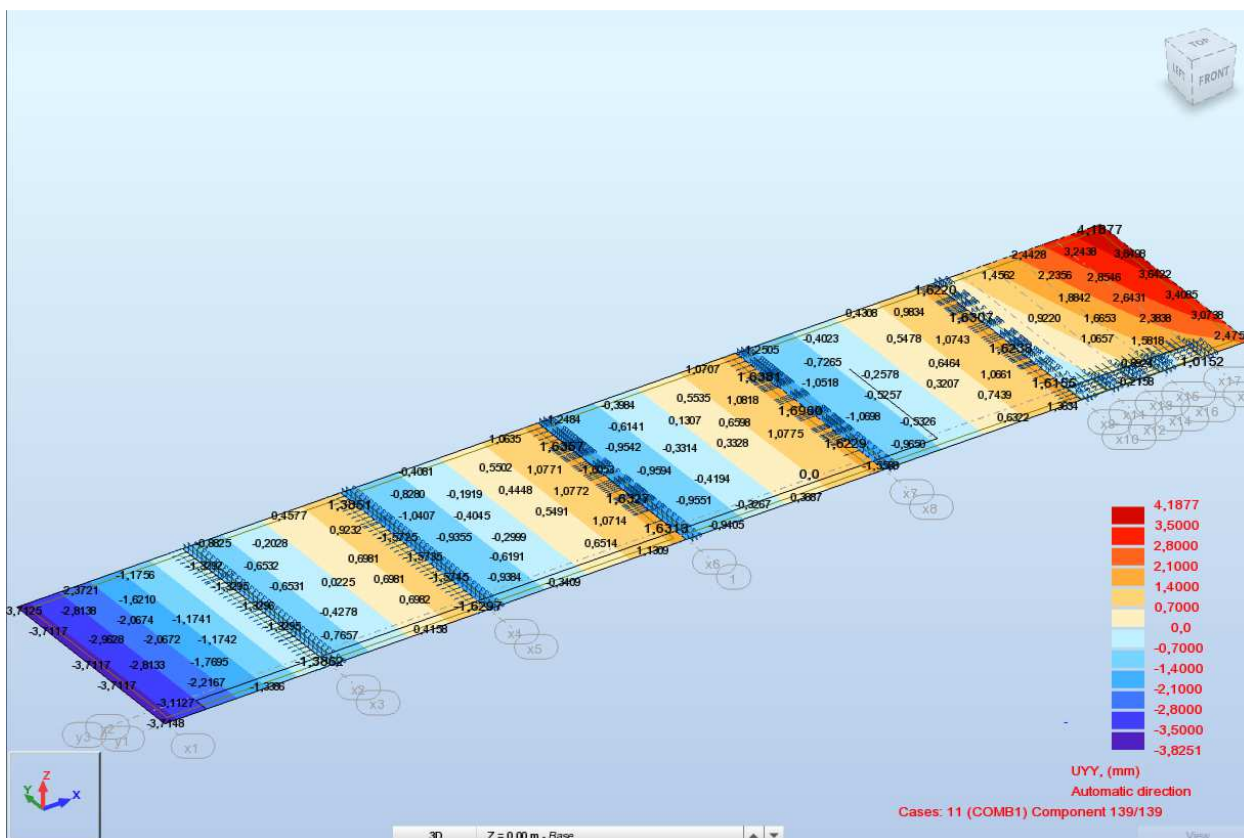


Figura 5.84 – Deslocamentos em yy

Apesar de o deslocamento no sentido referido em cima ser muito importante para impedir a formação de fissuras por retração plástica, ou mesmo enrugamento na laje, os assentamentos, ou deslocamentos verticais, têm uma importância elevada. Quando atingem valores muito elevados podem criar problemas na atividade que se realiza no pavimento pelo seu desnível, tal como na colocação de paletes em grandes alturas, onde o desnível se pode verificar fatídico.

Devem ser tidos em atenção também, os assentamentos diferenciais entre painéis, para que um painel não sofra um assentamento diferencial excessivo em relação ao outro, o que provocará problemas com a passagem de ETM's.

Na figura em baixo é possível verificar que os assentamentos máximos na laje atingem os 5 mm. Este valor, apesar de ser baixo revela-se excessivo, sendo a explicação para tal, o baixo valor de  $k$ , módulo de deformabilidade do solo, que é de 19880,72 kN/m<sup>3</sup>.

Podemos constatar também que os assentamentos diferenciais entre painéis não revela um problema, estando com valores muito próximos entre si, no entanto o contributo dos conectores das juntas não é considerado no modelo, o que na prática irá reduzir possíveis assentamentos diferenciais.

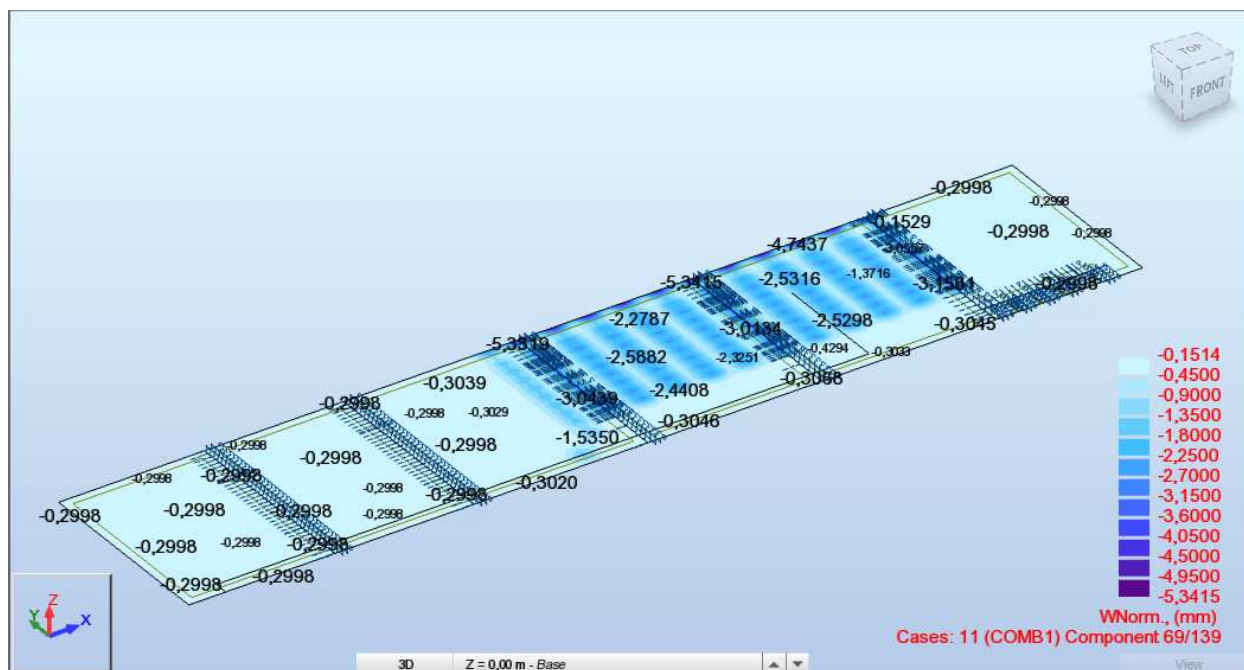


Figura 5.85 – Deslocamentos verticais

Tendo em conta o disposto na norma TR – 34, o valor para o assentamento no bordo da laje seria o seguinte:

Cálculo do assentamento máximo	
$\delta$ (m)	0,001808035

Figura 5.86 – Assentamento sofrido sob uma carga pontual de 70 kN

No entanto, o que se verifica na modelação é que este deslocamento é muito superior, devendo-se não só ao módulo de deformabilidade do solo, mas também ao facto de as cargas estarem majoradas, quando para o Estado Limite de Serviço os coeficientes de segurança adotados são 1.0.



## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Numa primeira fase deste relatório de estágio abordou-se o estado da arte, onde foi possível fazer um enquadramento histórico da evolução dos pavimentos industriais. Os pavimentos térreos industriais eram considerados como elementos secundários e por isso o seu dimensionamento era concebido com base em características convencionais dos pavimentos de edificações usuais. Verificou-se que a revolução industrial teve um grande impacto na necessidade de melhorar os pavimentos, devido às exigências, cada vez mais rigorosas, para se operar. Foi assim necessário acompanhar o desenvolvimento da industrialização, para que esta pudesse continuar a ser desenvolvida sobre pavimentos mais firmes e de melhor desempenho. Contudo só em meados do séc. XX, começaram a ser desenvolvidas técnicas e materiais construtivos para satisfazer os requisitos dos pavimentos industriais.

De seguida foram abordadas normas e documentos técnicos nacionais e que regulamentam o dimensionamento e a execução deste tipo de obra. Verificou-se que os documentos nacionais existentes não são capazes de integrar, de uma forma articulada entre si, especificidades sustentadas deste tipo de construção e também a inexistência de documentação para o dimensionamento de lajes térreas. Por este motivo, foi necessário o estudo de documentos estrangeiros de forma a combinar as normas de dimensionamento com as normas de execução. Os especialistas ligados à área dos pavimentos térreos têm assim de recorrer a documentos técnicos e normativos estrangeiros de forma a sustentar as especificações dos materiais, dimensionamento e etapas de execução.

O quarto capítulo é o mais importante deste documento, pois está direcionado exatamente para o grande objetivo desta dissertação, isto é, como dimensionar uma laje térrea de pavimento. Foi abordada a norma inglesa TR – 34, que especifica não só o método de dimensionamento para lajes térreas industriais, mas também aborda os materiais a utilizar, e temas como a regularidade e metodologias de execução.

O capítulo 5 é a abordagem de um caso prático onde foi possível aplicar os conceitos adquiridos anteriormente e foi modelado não só o elemento de suporte, a laje térrea, mas também o solo com a solução adotada, permitindo um contacto mais próximo com a realidade.

## 6.1 CONCLUSÕES

Após o estudo realizado e a abordagem do caso prático, foram encontrados alguns problemas-tipo deste tipo de construção que afetam uma grande parte destes edifícios.

É de destacar o grande problema existente com a retração e assentamentos plásticos do betão, criando fissuração o que irá expor as armaduras à humidade, ocorrendo uma mais rápida corrosão destas. Contudo este fenómeno tem sido minimizado pela aplicação de acabamentos, como endurecedores de superfície o que irá impedir a penetração de humidade ou água na laje.

Outro grande problema é a presença de juntas. Devido à grande área a betonar, muitas vezes recorre-se a pavimentos com juntas serradas, de forma a controlar a fendilhação, o que pode trazer problemas noutro sentido, como em assentamentos diferenciais.

No caso abordado o pavimento é construído sem juntas serradas, havendo apenas as juntas de construção na ligação dos painéis, sendo estas providas de ligadores que realizam a transferência de cargas entre painéis, impedindo assim a ocorrência de assentamentos diferenciais.

## 6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste relatório encontram-se os seguintes temas aos quais se pedem as devidas melhorias:

- O desenvolvimento de guias de especialidades para dimensionamento e execução de pavimentos térreos industriais, articulando as normas europeias com as portuguesas.
- Comparar os diferentes guias de dimensionamento estrangeiros específicos para pavimentos térreos industriais e definir as linhas gerais para a criação de um documento português, devidamente adaptado e enquadrado no quadro normativo nacional.
- A criação de uma certificação de regularidade e operacionalidade nos pavimentos térreos industriais de forma a garantir ao cliente o correto dimensionamento executado.

A criação de guias de manutenção do pavimento a realizar pelo cliente para que este tenha o correto desempenho durante a sua vida útil, evitando o aparecimento de patologias.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Portugal, INE – Instituto Nacional de Estatística, estatísticas da construção e habitação 2012-2013. Disponível na:  
WWW:URL:[http://www.ine.pt/ngt\\_server/attachfileu.jsp?look\\_parentBoui=218940853&att\\_display=n&att\\_download=y](http://www.ine.pt/ngt_server/attachfileu.jsp?look_parentBoui=218940853&att_display=n&att_download=y)
- [2] British Cement Association, *Concrete through the ages*. British Cement Association, Berkshire, 1999.
- [3] APPLETON, Júlio. *Estruturas de Betão* – vol. I, Orion, 2013. 0000010710900
- [4] RODRIGUES, Carlos. *INSRE 03* [EM linha]. Porto, 2015. Disponível na:  
WWW:URL:[http://https://moodle.issep.ipp.pt/pluginfile.php/77175/mod\\_resource/content/2/INSRE-03.pdf](http://https://moodle.issep.ipp.pt/pluginfile.php/77175/mod_resource/content/2/INSRE-03.pdf)
- [5] RIBEIRO, Fernando – Ponte de Trajano [em linha]. Chaves. [26/03/2016] Disponível na:  
WWW:URL:<http://http://www.vortexmag.net/ponte-romana-de-trajano-chaves/>
- [6] Carnegie Library, Pittsburgh. [Em linha]. Pensilvania. [26/03/2016] Disponível na:  
WWW:URL:<http://http://www.library.fordham.edu/steelarchive/steelarchives1.html>
- [7] JOÃO, Carlos Duarte – Pavimentos Têrreos Industriais: Aspetos relevantes ligados à conceção, dimensionamento e às tecnologias de execução. Porto, Julho de 2014.
- [8] VELUDO, João – Pavimentos Industriais de Betão Armado – Módulo III. Leiria. [26/03/2016] Disponível na:  
WWW:URL:[https://ead.ipleiria.pt/ucs201415/pluginfile.php/263818/mod\\_folder/content/0/Aulas%2019-20\\_Modulo%203-Pavimentos%20industriais.pdf?forcedownload=1](http://https://ead.ipleiria.pt/ucs201415/pluginfile.php/263818/mod_folder/content/0/Aulas%2019-20_Modulo%203-Pavimentos%20industriais.pdf?forcedownload=1).
- [9] [26/03/2016] Disponível na:  
WWW:URL:<http://http://geomuseu.ist.utl.pt/SEMINAR2011/11%20SPT/Ensaios%20in%20situ%20-SPT.pdf>.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [10] MARTINS, Júlio; MIRANDA, Tiago, *Ensaios de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal. Algumas Correlações*. Guimarães: 2003.
- [11] EN 1997 – 2. 1997, *Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing*.
- [12] [30/03/2016] Disponível na: WWW:URL:<http://http://www.vertekpt.com/>
- [13] RODRIGUES, Públio; FARIA, Breno; Silva, João, *Novos Critérios Para Pavimentos de Concreto Armado*, São Paulo, 2015.
- [14] TR – 34, *Concrete Industrial Ground Floor*. Berkshire, 2003.
- [15] [30/03/2016] Disponível na: <https://sites.google.com/site/1hardtoppaving/driveways/construction-process-laying-block-paving>
- [16] NP EN 197 – 1. 2001, *Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*.
- [17] NP EN 1997 – 1. 2010, *Projeto Geotécnico – Parte 1 Regras Gerais*.
- [18] NP EN 1990. 2009, *Bases para o Projecto de Estruturas*.
- [19] NP EN 1991 – 1 – 5. 2009, *Acções em Estruturas*.
- [20] NP EN 206 – 1.2007, *Especificação, desempenho, produção e conformidade*.
- [21] NP EN 13670 – 1. 2007, *Execução de estruturas em betão. Parte 1*.
- [22] BS 6399 – 1. 1996, *Loading for buildings. Part1: Code of practice for dead and imposed loads*.
- [23] BS 8204 – 1. 2002, *Creeds, bases and in situ floorings – Part1: Concrete bases and cement sand levelling screeds to receive floorings – Code of practice*
- [24] NP EN 1992 – 1 – 1. 2010, *Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1: Regras gerais e regras para edificios*
- [25] [26/03/2016] Disponível na: <http://capitaiseuropeias.com/roma/>
- [26] [26/03/2016] Disponível na: <http://historiacomerciojuizfora.blogspot.pt/p/capitulo-i-ambiente-historico-garcia.html>
- [27] [26/03/2016] Disponível na: <http://www.cn-racking.com/Chinese-supplier-of-pallet-racking-system.html>
- [28] [27/03/2016] Disponível na:

<http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/geotecnia/ensaios/spt/pages/image/imagepage4.html>

[29] [29/03/2016] Disponível na:

<http://www.geokos-aa.com/en/services/geotechnical-engineering-in-situ-testing/>

[30] [30/03/2016] Disponível na:

<http://www.hopwoodgardenservices.co.uk/patios-and-paving>

[31] [06/06/2016] Disponível na:

<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/151/melhores-praticas-execucao-de-juntas-de-piso-de-concreto-285780-1.aspx>

[32] [13/11/2016] Disponível na:

<http://www.jpangola.com/py/Products.aspx?id=105>

[33] [13/11/2016] Disponível na:

<http://www.jsoarescorreia.pt/produtos/varao-de-aco-para-betao-e-malha/>

[34] [13/11/2016] Disponível na:

<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/170/artigo287841-3.aspx>

[35] [13/11/2016] Disponível na:

<http://www.mundoarquitectura.org/fibra-sinttica-estructural-para-la-construccion/>

[36] [13/11/2016] Disponível na:

<http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/09/juntas-em-estruturas-de-concreto.html>

[37] [13/11/2016] Disponível na:

[http://construideia.blogspot.pt/2015\\_04\\_01\\_archive.html](http://construideia.blogspot.pt/2015_04_01_archive.html)



## **ANEXO**

Anexo 1: Figura 5.48 em formato A3

Anexo 2: Figura 5.48 em formato A3

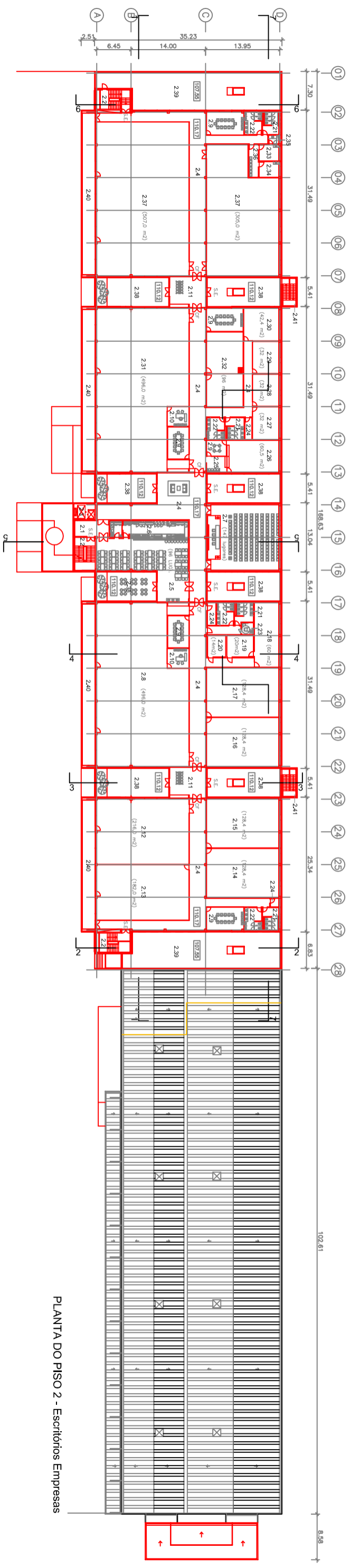
Anexo 3: Figura 5.48 em formato A3

Anexo 4: Armour Joint

Anexo 5: Nota Técnica

Anexo 6: Relatório Geológico-Geotécnico

**ANEXO 1: FIGURA 5.48 EM FORMATO A3**

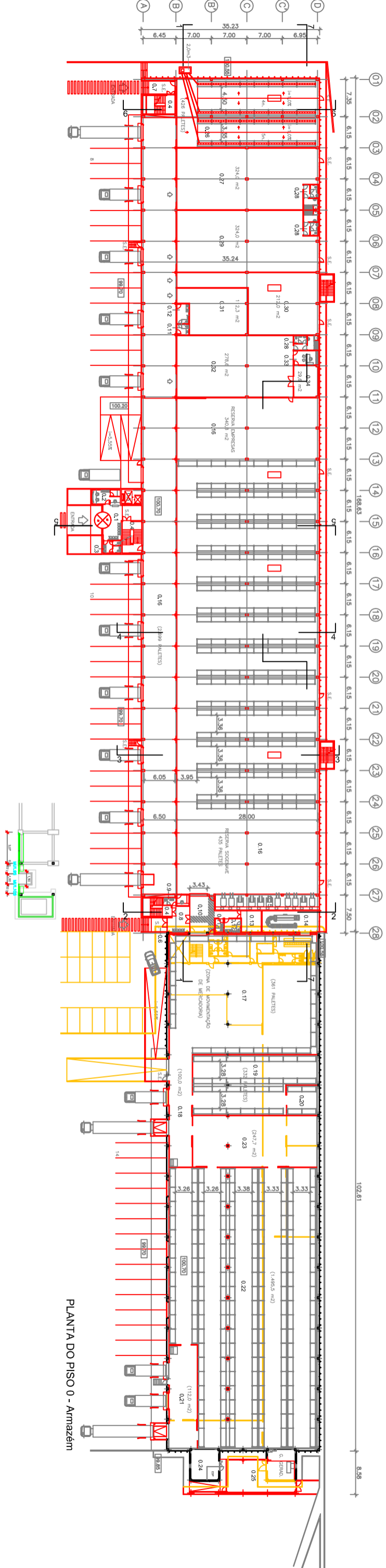


PLANTA DO PISO 2 - Escritórios Empresas

**ANEXO 2: FIGURA 5.49 EM FORMATO A3**



**ANEXO 3: FIGURA 5.50 EM FORMATO A3**



PLANTA DO PISO 0 - Armazém

## **ANEXO 4: ARMOUR JOINT**

## OVERVIEW

**ARMOURJOINT** is a leave-in-place formwork & load transfer system designed specifically to meet the demanding needs of today's industrial concrete floors. **ARMOURJOINT** surpasses the requirements of TR34 3rd Edition.

**ARMOURJOINT** stands for superior performance through innovative design.

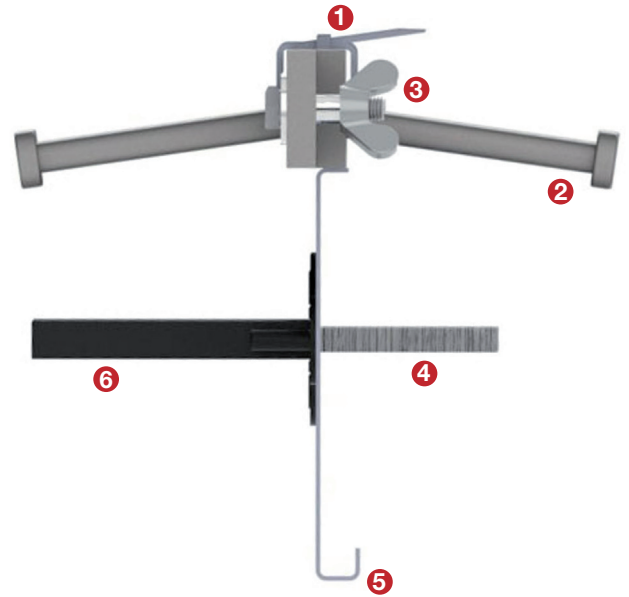
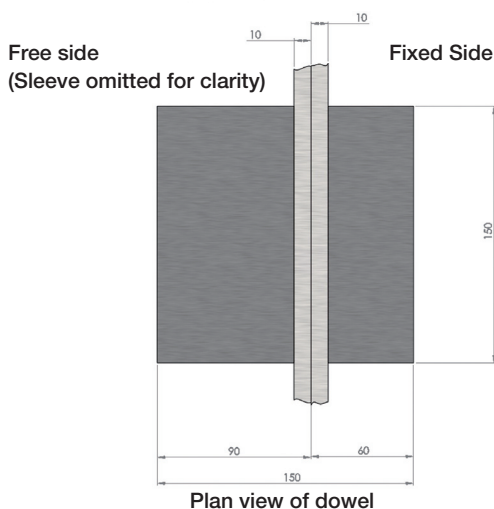
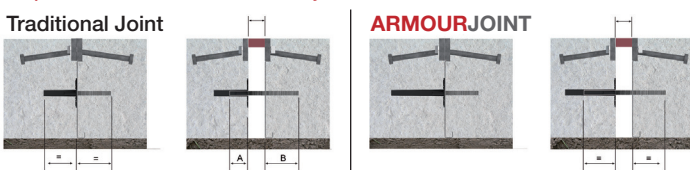
## SLAB PANEL EDGE ARMOURING

**ARMOURJOINT** provides heavy duty protection and armouring to slab panel edges by way of a solid, high specification, cold drawn steel section 40mm deep x 10mm thick. The steel armouring is anchored to the concrete with shear studs. Each and every shear stud factory inspected and tested to ensure the integrity of it's weld to the steel armouring.

## DOWEL DESIGN

**ARMOURJOINT** leads the way with a unique and revolutionary 'asymmetrical dowel'. Most other traditional joint systems are designed such that the dowel is positioned central across the joint when the joint is closed. From the moment the joint opens, dowel engagement on the free side reduces, thus moving away from a condition of equal dowel engagement on both sides of the joint. Ultimately, with large joint openings there is a risk of the dowel becoming totally disengaged on the free side, the complete loss of load transfer across the joint and a failed floor. **ARMOURJOINT** works differently. As the joint opens, **ARMOURJOINT** moves towards a condition of equal dowel engagement. Even at a maximum joint opening of 30mm, each side of the joint has a class leading 60mm of dowel engagement. **ARMOURJOINT** dowels are made from a high grade S355 steel (355N/mm<sup>2</sup> yield strength).

*! Please note all opened joints must be filled with a suitable sealant to reduce the impact from traffic across the joint. This sealant must be periodically repaired or replaced as required in order to maintain joint service life.*



- 1 High specification solid, cold drawn 40 mm deep x 10mm thick steel armouring with sharp corners for clean finish to concrete.
- 2 Diameter 10mm x 100mm long, shear studs for anchorage into concrete.
- 3 Frangible fastening system temporarily holding steel armouring in place during concrete casting.
- 4 Unique asymmetric dowel, high grade 355N/mm<sup>2</sup> steel for superior load transfer and maximum 30mm joint openings. Available in 8mm or 12mm thickness at 600mm or 430mm centres.
- 5 Cold rolled steel plate, 2mm thick.
- 6 Ultra thin (0.75mm) high density plastic sleeve for release of dowel in concrete.

## Other Features:

- Overlapping, rail-to-rail, joining arrangement with simple fastening system.
- Full range of intersections and precision height adjustment using **ARMOURFIX** Jack.

## SLEEVE DESIGN

Traditional joint systems use unnecessarily thick (circa 3mm) plastic sleeves. The sleeve's purpose is to form a barrier between the steel dowel and the concrete and allow the concrete to release in two horizontal planes on the free side of the joint. Vertical displacement between adjacent slab panels is undesirable as this can lead to a reduction in floor and joint life. However, plastic is a relatively soft material compared with concrete and steel so it's use should be minimised. **ARMOURJOINT** sleeves are designed to minimise the risk of vertical deflection through the sleeve and are therefore made from very thin high impact plastic (0.75mm). The long term performance of a concrete floor is highly dependent upon the quality and performance of the joint system. Specify the best...

**ARMOURJOINT - THE NAME SAYS IT ALL**

Isedio Ltd.

788-790 Finchley Road  
London  
NW11 7TJ

Tel: +44 (0) 844 879 7037  
Email: sales@isedio.com  
Website: www.isedio.com



Isedio  
Innovation In Concrete Flooring

[www.armorjoint.com](http://www.armorjoint.com)

## LOAD TRANSFER

The ultimate load transfer is the theoretical maximum load transfer that can be experienced by a floor joint up to the point at which either the concrete or dowel starts to fail. It is necessary to determine the ultimate load transfer for each slab design in order to ensure the required maximum working load will not exceed the ultimate load.

In most situations, at the point of ultimate load, the concrete would typically fail before the dowel. The concrete may fail in two ways; bursting or bearing (which is far less likely). Bursting (a tensile failure of the concrete) is where the dowel breaks out of the slab and the concrete is ruptured. Bearing is where the concrete fails due to compression under the surface of the dowel when loaded. Failure of the dowel can be in three forms; bending, shear or combined bending and shear. Bending is where the dowel becomes overloaded and bends, beyond its elastic limit, across the joint. Shear is where the dowel fails to carry the load across the joint and starts to shear at the joint. Combined bending and shear, as its name suggests, is a combination of both failure modes.

The ultimate load transfer across a floor joint is dependent upon a number of factors; the shape and size of the dowel, the strength of the dowel materials, the concrete strength, the size of the joint opening etc.

Theoretical ultimate load transfer (kN/m) across a 20mm joint opening (In accordance with TR34 3rd edition)										
Slab thickness			150mm	175mm	200mm	225mm	250mm	275mm	300mm	
Dowel Details	8mm dowel @ 600mm centres	Reinforcement Details	Re 3 = 0	51.9	67.0	83.9	90.0	82.8	85.9	88.3
			Re3 = 0.8	89.6	116.0	123.0	123.0	123.0	123.0	123.0
	12mm dowel @ 600mm centres	Re3 = 0.8	N/R	N/R	N/R	N/R	140.0	144.0	149.0	

**Note:** Re 3 is the reinforcement enhancement factor for steel fibres taken from manufacturers literature.

It is possible to theoretically calculate the ultimate load at the joint using the methods set out in TR34 3rd Edition. The table above summarises the limit of load transfer for various slab thickness where 32 N/mm<sup>2</sup> cylindrical strength concrete has been used and a long term joint opening of 20mm is anticipated.

Isedio Limited can assist with determining the ultimate load transfer for any given slab design.

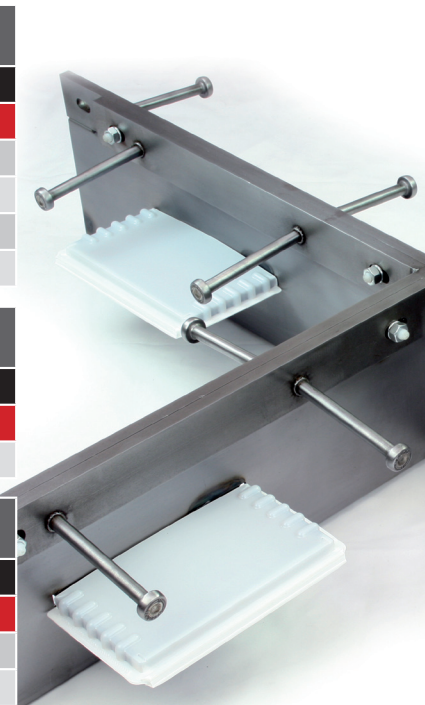
**ARMOURJOINT** is available with either 8mm thick dowels or 12mm thick dowels at 600mm (5 dowels per 3m joint) or 430mm (7 dowels per 3m joint) centres. The 12mm dowel can transfer a higher load but is only required on thicker slabs with heavy dosages of steel fibre reinforcement.

*! Please note that the engineer responsible for the floor slab design must check that the required maximum working load transfer across the joint does not exceed the ultimate load transfer capacity.*

Individual ARMOURJOINT weights (approx kg/joint)									
ARMOURJOINT SIZE (mm)									
Dowels	120	130	140	150	160	170	180	190	200
5 x 8mm	34.2	34.6	35.1	35.6	36.0	36.5	37.0	37.5	37.9
5 x 12mm	37.7	38.2	38.6	39.1	39.6	40.0	40.5	41.0	41.5
7 x 8mm	37.0	37.5	37.9	38.4	38.9	39.3	39.8	40.3	40.8
7 x 12mm	41.9	42.4	42.9	43.3	43.8	44.3	44.8	45.2	45.7

ARMOURJOINT quantities per pallet									
ARMOURJOINT SIZE (mm)									
120	130	140	150	160	170	180	190	200	
48	48	42	36	36	36	30	30	30	

Complete pallet weights (approx kg/full pallet)									
ARMOURJOINT SIZE (mm)									
Dowels	120	130	140	150	160	170	180	190	200
5 x 8mm	1751	1773	1585	1392	1408	1425	1220	1235	1249
5 x 12mm	1920	1943	1734	1519	1536	1553	1326	1341	1355
7 x 8mm	1886	1909	1704	1493	1510	1527	1305	1319	1334
7 x 12mm	2124	2146	1912	1671	1688	1705	1454	1468	1482



## **ANEXO 5: NOTA TÉCNICA**



THE GROUND IS OUR CHALLENGE

## NOTA TÉCNICA Nº1

CLIENTE:



OBRA:

REMODELAÇÃO E AMPLIAÇÃO DE EDIFÍCIO INDUSTRIAL - MAIA

ESPECIALIDADE:

FUNDAÇÕES DOS PAVIMENTOS TÉRREOS

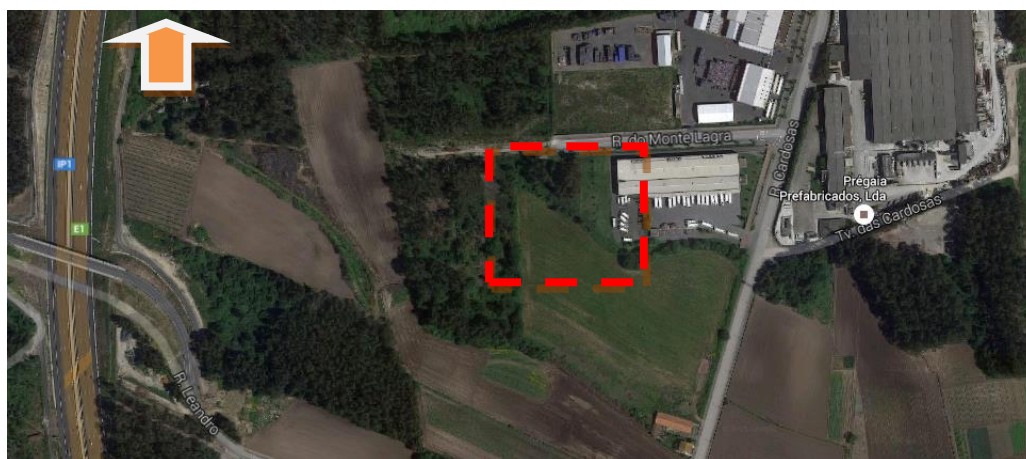


## ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO .....	4
2. ELEMENTOS DE BASE .....	5
3. SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA A FUNDAÇÃO DOS PAVIMENTOS .....	5
4. MODELO DE CÁLCULO .....	8
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	15
ANEXO 1 – ESPECIFICAÇÕES DE GEOGRELHAS	

## 1. INTRODUÇÃO

No âmbito da remodelação e ampliação do pavilhão industrial da Sogenave, na Maia, a presente Nota Técnica pretende justificar as soluções alternativas propostas para as fundações dos pavimentos térreos, incluindo ainda uma estimativa dos assentamentos que poderão vir a se mobilizados na zona de aplicação das cargas provenientes das estantes, tendo por base, não só as propriedades de deformabilidade e resistência das camadas que constituem o pavimento, como também das restantes camadas de terreno natural subjacente, caracterizadas através da campanha de prospecção geológica e geotécnica realizada. Pretende-se tentar otimizar a relação entre o custo e a minimização dos assentamentos, indo ao encontro dos objectivos técnicos propostos na solução. Na Figura 1 localiza-se geograficamente a obra em questão.



*Figura 1 – Planta com localização aproximada da obra (Fonte: Google Earth)*

Atendendo às condições geológicas-geotécnicas em que a obra se insere, e de acordo com a informação presente no relatório geológico-geotécnico, a heterogeneidade do dispositivo geológico, onde se destaca o horizonte geotécnico superficial G5 (terreno mais superficial - aterros) não permite a utilização deste como horizonte de fundação. As soluções propostas, enquadradas com a solução base, pretendem assim viabilizar a fundação sobre a camada geotécnica G4, não ultrapassando as tensões admissíveis propostas no referido documento, de 150KPa. O modelo numérico desenvolvido e apresentado no presente documento, visa estimar os deslocamentos diferenciais entre as diferentes zonas do pavimento, respeitando a concepção geral da solução base.

## 2. ELEMENTOS DE BASE

Os elementos que serviram de base ao desenvolvimento do presente documento foram os disponibilizados pelo Cliente, nomeadamente:

- Reconhecimento Geológico-Geotécnico realizado em Setembro de 2012, pela empresa SEG “Serviços de Engenharia e Geotecnia, S.A.”;
- Peças desenhadas do Projecto de Execução de Estabilidade, elaboradas em Setembro de 2014, pela empresa “CCAD Serviços de Engenharia, Lda.”, denominada no presente documento de “solução base”;
- Mensagem electrónica da empresa “CCAD Serviços de Engenharia, Lda.”, datada de 29 de Maio de 2015.

## 3. SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA A FUNDAÇÃO DOS PAVIMENTOS

Tendo por base o cenário geológico do local da obra e a tipologia estrutural do edifício, bem como a magnitude e tipo de cargas a transmitir às fundações, propõe-se a seguinte solução alternativa tipo para a fundação dos pavimentos, a partir da superfície (pavimento térreo 1):

- a) Laje de betão armado com fibras com 0,18m de espessura;
- b) Camada superior de tout-venant com 0,15m de espessura (base);
- c) Geogrelha biaxial superior em polipropileno com resistência à tracção mínima de 30 KN/m;
- d) Camada inferior de tout-venant com 0,20m de espessura (sub base);
- e) Geogrelha biaxial inferior em polipropileno com resistência à tracção mínima de 40 KN/m, sobre geotêxtil de separação e filtragem.

Comparativamente com a solução base, as duas geogrelhas biaxiais e a camada inferior de tout venant, com 0,20m de espessura, sub base, permitem substituir uma camada de tout venant, com 0,15m de espessura, reforçada com uma geomalha, pelo que, do ponto de vista conceptual, se consideram as duas soluções como equivalentes. As geogrelhas, pelo efeito de bloqueio e embricamento com o material granular, permitem a mobilização de uma resistência à tracção, que irá possibilitar o controlo efectivo dos assentamentos diferenciais. O confinamento lateral é assegurado pela rigidez do próprio material confinado verticalmente, assim como pelas dobras nas respectivas extremidades (Figura 2).

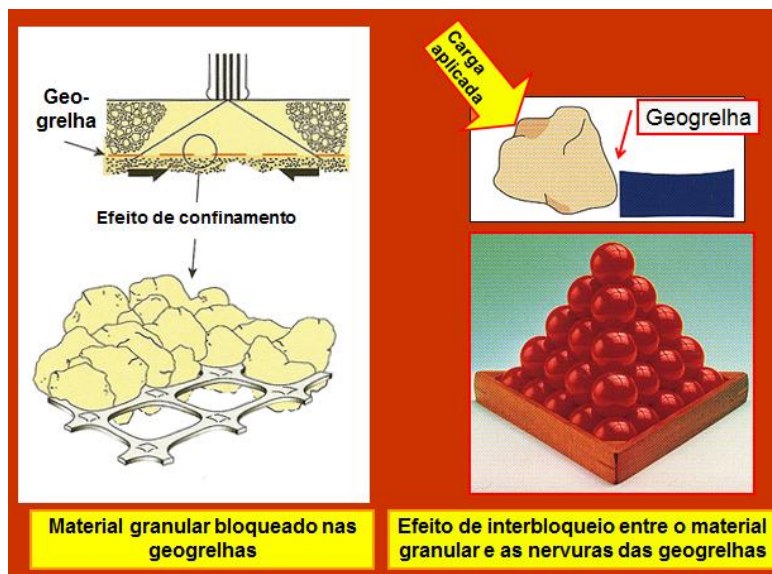


Figura 2 – Efeito de confinamento das geogrelhas biaxiais na fundação de pavimentos

As secções transversais alternativas para os três tipos de pavimento são apresentadas nas figuras 3 a 5:

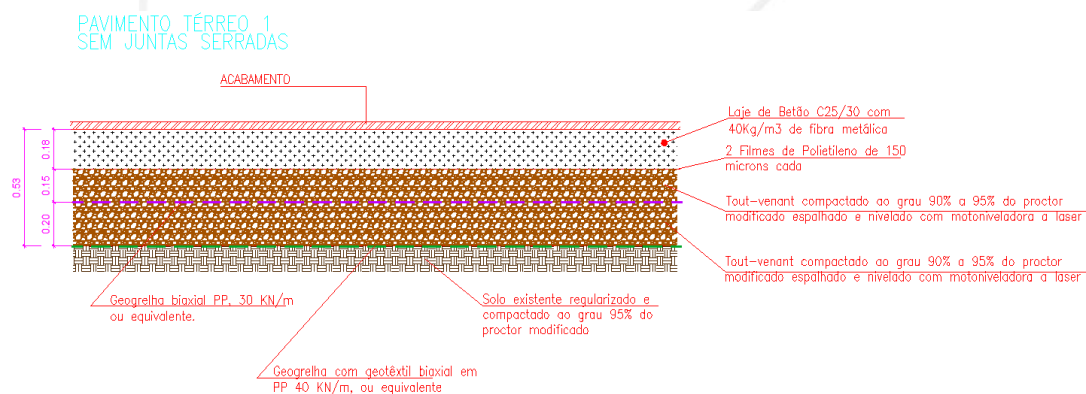
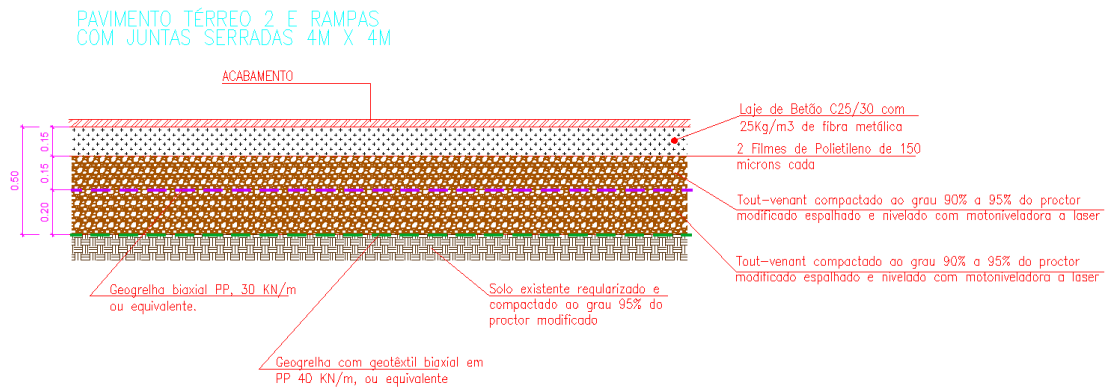
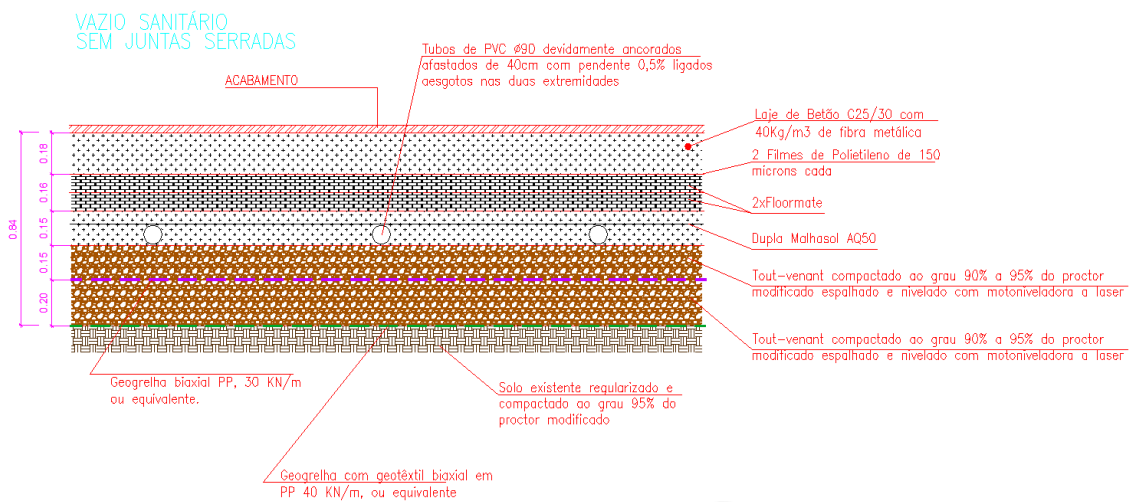


Figura 3 – Pavimento térreo 1 (solução alternativa)



*Figura 4 – Pavimento térreo 2 (solução alternativa)*



*Figura 5 – Vazio Sanitário (solução alternativa)*

#### 4. MODELO DE CÁLCULO

O comportamento da solução alternativa proposta para a fundação do pavimento térreo 1, de acordo com a solução alternativa, em termos de deformações, foi estimado através do software de elementos finitos *PLAXIS AE Edition* vocacionado para o efeito.

A análise realizada consistiu na aplicação das cargas de apoio no pé das estantes, com o valor unitário de 70kN, com afastamento mínimo de 0,55m, largura mínima entre quatro pés de quatro estantes adjacentes, dispondo, cada uma, de 1,10x2,80m<sup>2</sup> de área total em planta, com afastamento nos topos de 0,55m (Modelo 1, figuras 6 a 10). Com o intuito de avaliar as deformações e estados de tensão, no pavimento e correspondente fundação, com 53cm de espessura total, são simuladas as diversas camadas do pavimento e respectiva fundação. Sob estas, desenvolve-se o resto do modelo geotécnico, correspondendo aos terrenos naturais e zonas geotécnicas relacionadas, identificadas no Relatório Geológico e Geotécnico (Tabela 1).

Para além deste caso de carregamento foi analisado um modelo que possuísse carregamentos verticais associados às estantes de forma alternada, simulando situações em que não exista um carregamento uniforme e contínuo ao longo do pavimento (Modelo 2, figuras 11 a 16).

O principal objectivo desta análise foi estimar os assentamentos diferenciais expectáveis entre pontos que se encontram sob carga e pontos entre cargas.

*Tabela 1 – Resumo do Zonamento Geotécnico e correspondentes parâmetros geomecânicos estimados*

Horizonte geotécnico	Formação	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	E [MPa]
-	Tout-venant	20	35	0	70
G4	Solo residual granítico pouco compacto	19	30	5	20
G3	Solo residual granítico medianamente compacto	19	32	10	30
G2	Solo residual compacto a muito compacto	20	35	10	45
G1	Maciço granítico decomposto	20	38	10	60

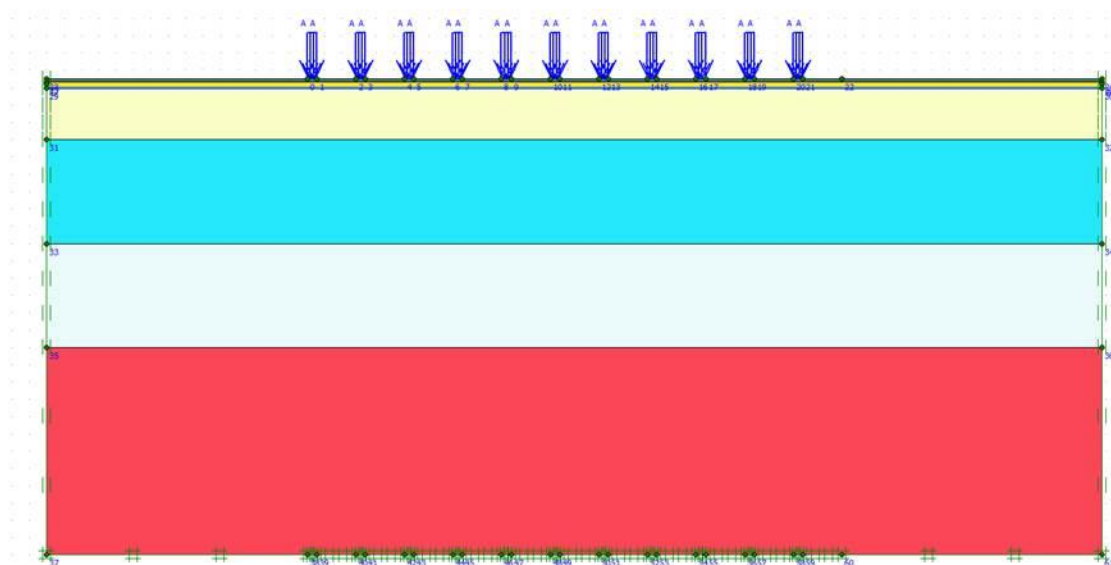


Figura 6 – Modelo numérico adoptado no software PLAXIS, considerando conjuntos de 4 pés de estantes com cargas unitárias de 70kN, afastados, a eixos de 3.55m (Modelo 1)

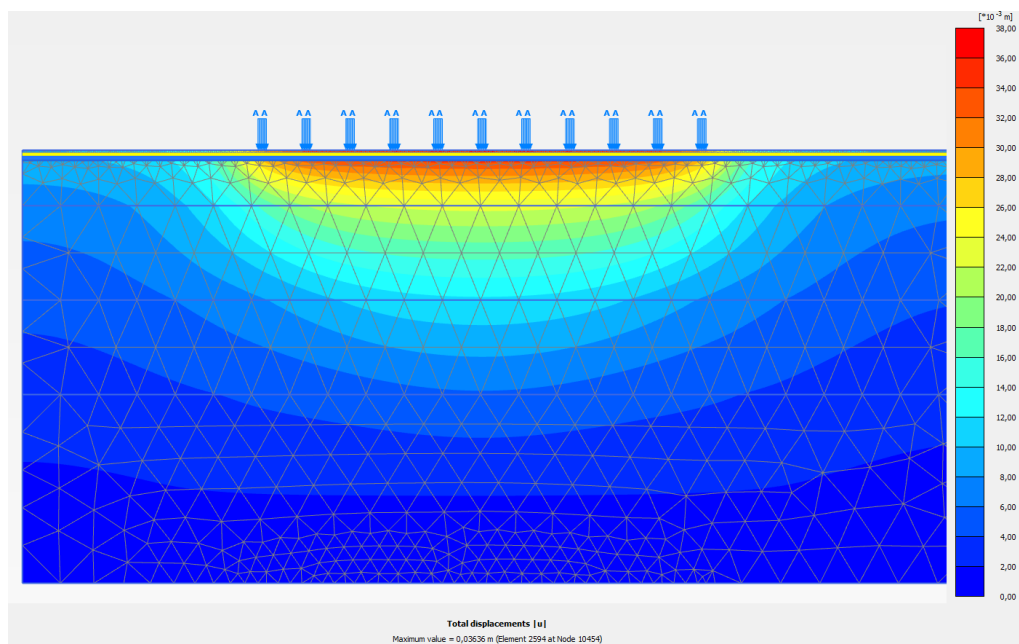


Figura 7 – Deslocamentos totais obtidos (Modelo 1)

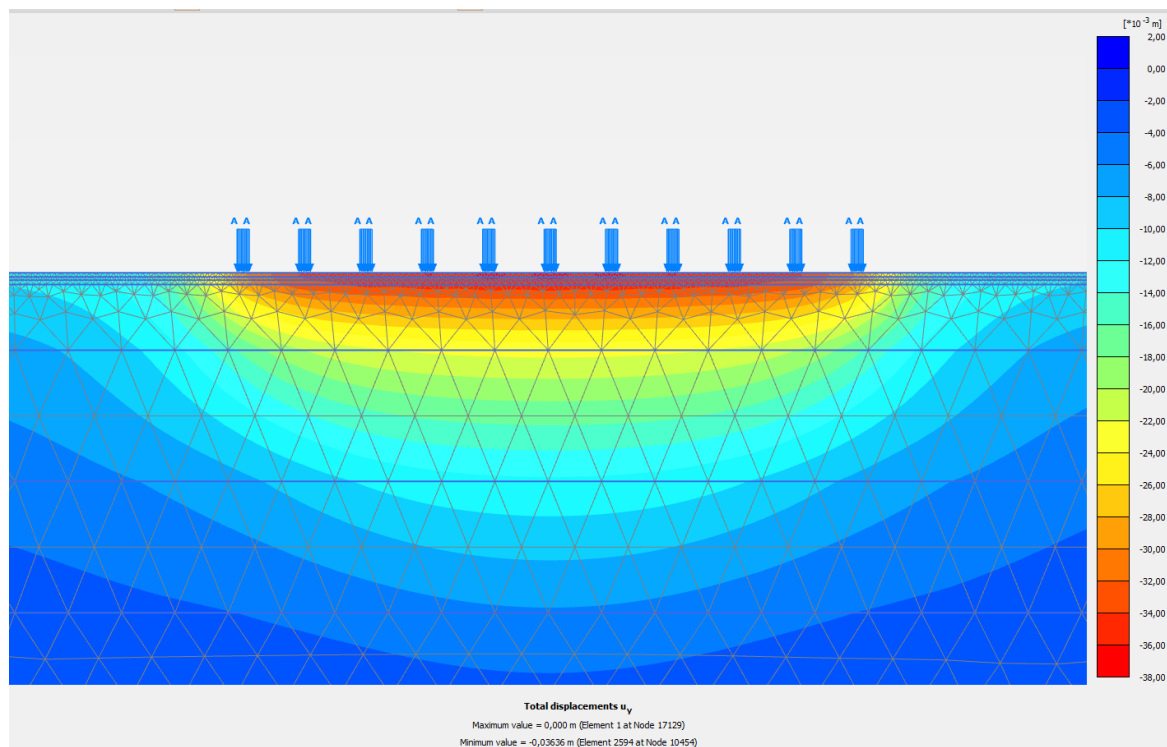


Figura 8 – Deslocamentos verticais obtidos (Modelo 1)

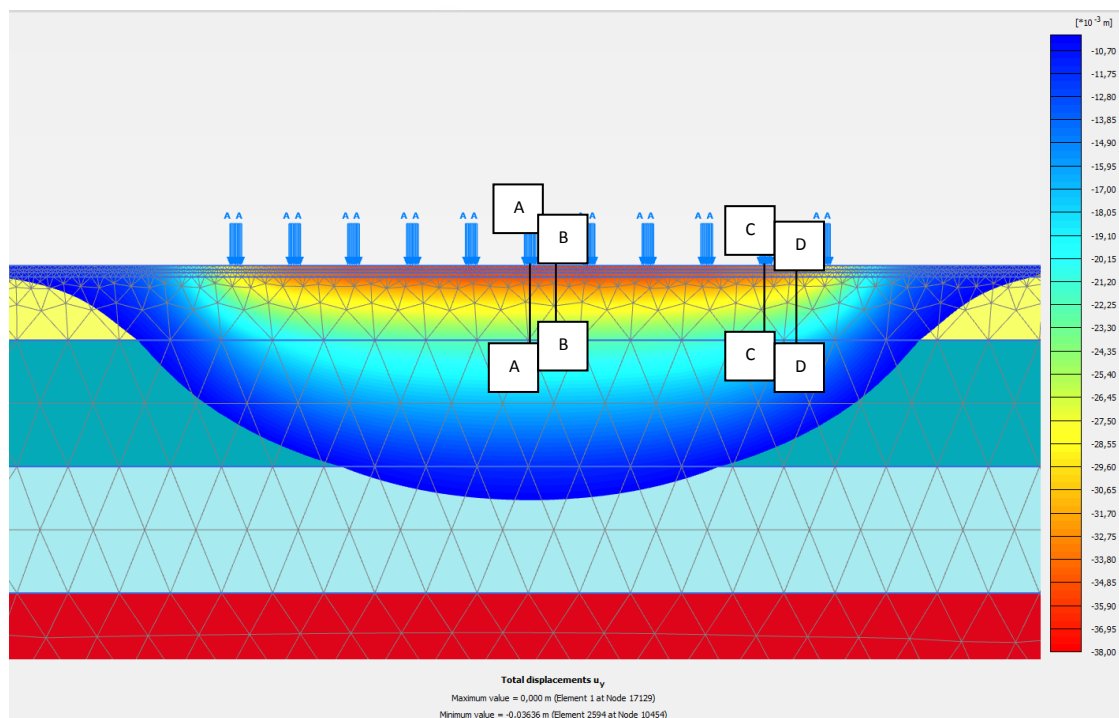


Figura 9 – Perfis de assentamentos.

Entre pontos que se encontram no interior da zona carregada os assentamentos diferenciais são muito baixos (cor avermelhada idêntica em toda a zona). Na Figura 8 são identificados perfis verticais de assentamento vertical para os alinhamentos indicados anteriormente.

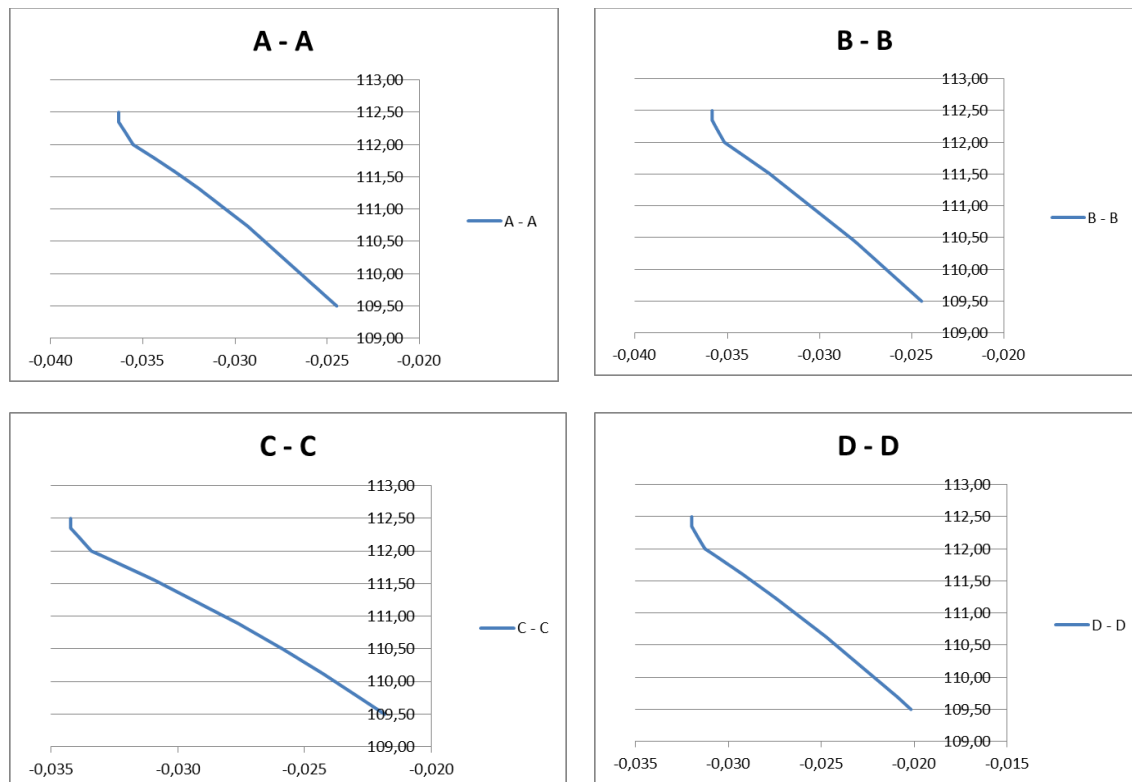


Figura 10 – Perfis de assentamentos verticais indicados no Modelo 1 - PLAXIS 2D

Da análise das figuras 7 a 10, podem ser apresentadas as seguintes considerações:

- Assentamentos diferenciais no interior da zona carregada são inferiores a 2mm.
- Entre os perfis A-A e B-B são obtidos assentamentos diferenciais de 0,5mm. Entre os perfis C-C e D-D obtêm-se 2mm de assentamento diferencial máximo.
- Em termos de assentamentos totais, para as camadas de solo envolvidas estima-se um valor máximo, directamente dependente dos valores estimados para a rigidez dos solos de fundação das camadas de base e de sub base do pavimento, em particular da zona G4 (modelada com um valor do modulo de deformabilidade de 20MPa).

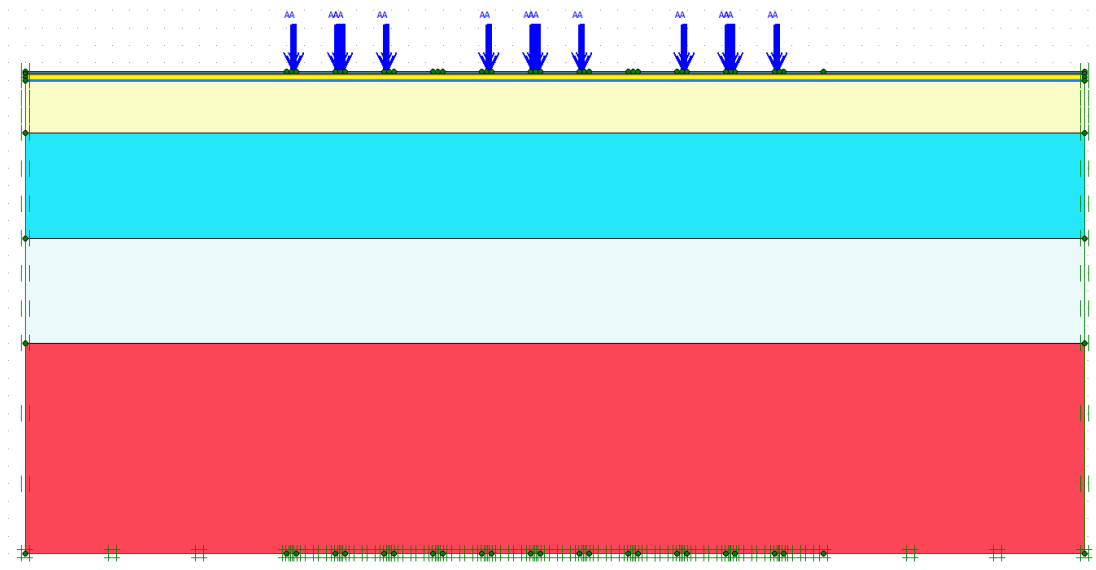


Figura 11 – Modelo numérico adotado no software PLAXIS para carregamento alternado (Modelo 2)

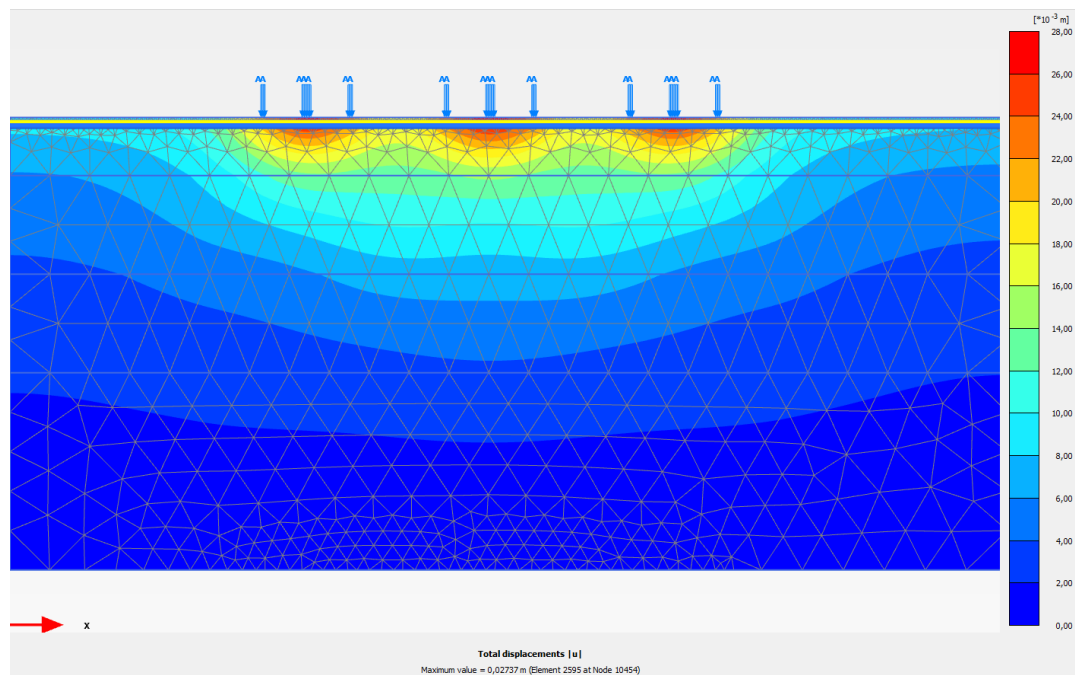


Figura 12 – Deslocamentos totais obtidos (Modelo 2)

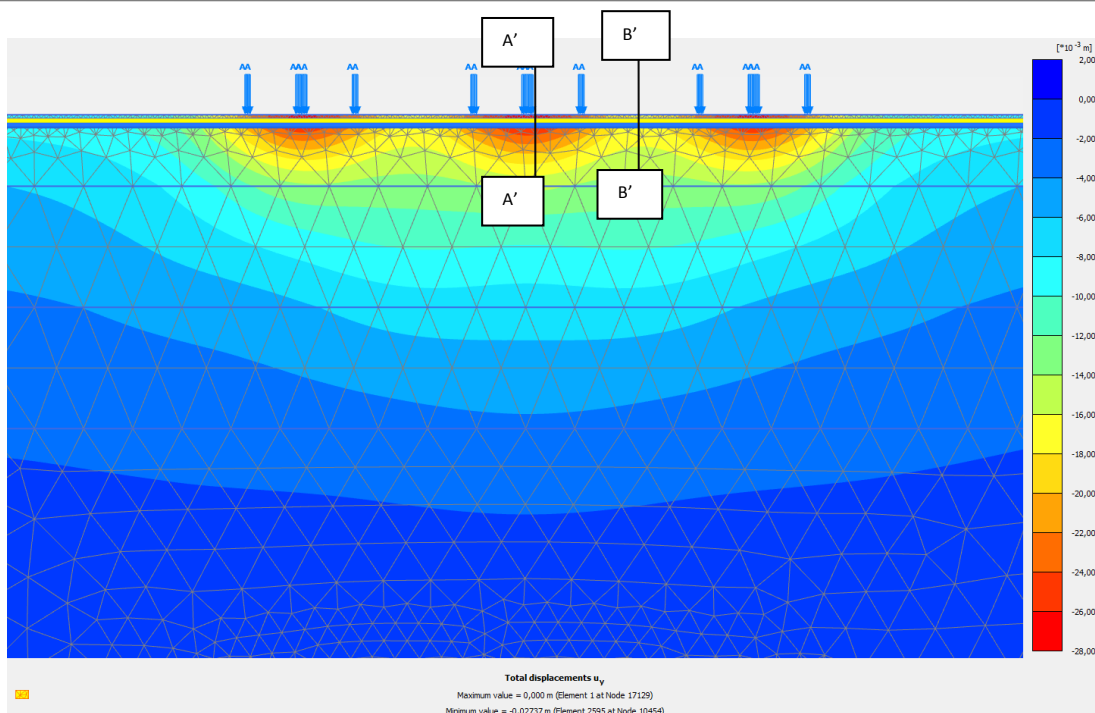


Figura 13 – Deslocamentos verticais obtidos (Modelo 2)

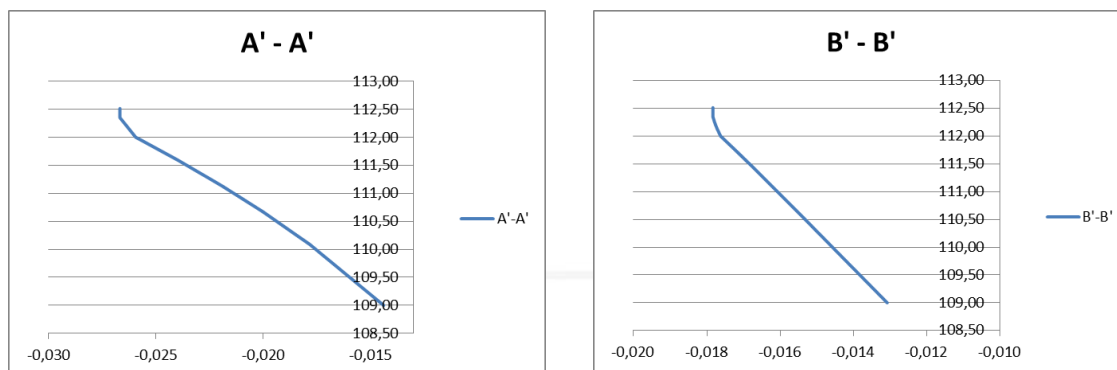


Figura 14 – Perfis de assentamentos verticais indicados no Modelo 2 - PLAXIS 2D

Da análise das figuras 11 a 14, podem ser apresentadas as seguintes considerações:

- Para este nível de carregamento não simétrico são verificados assentamentos globais inferiores aos obtidos no primeiro modelo apresentado.
- Entre uma zona carregada (perfil A'-A') e outra sem carga (perfil B'-B') é obtido um assentamento diferencial máximo de 9mm, para um afastamento de 5,5m entre perfis, ou seja, um rácio de assentamento vertical de 1,6mm/m.

Para as verificações de segurança das geogrelhas considera-se que estas serão mais solicitadas no primeiro modelo, no qual existe um maior nível de assentamentos determinando a necessidade de mobilização de uma maior resistência e, conseqüentemente, de uma maior deformação destes elementos.

Com o software PLAXIS 2D é possível avaliar o esforço axial nas geogrelhas. Com este parâmetro é possível avaliar o comportamento das geogrelhas para a situação de serviço.

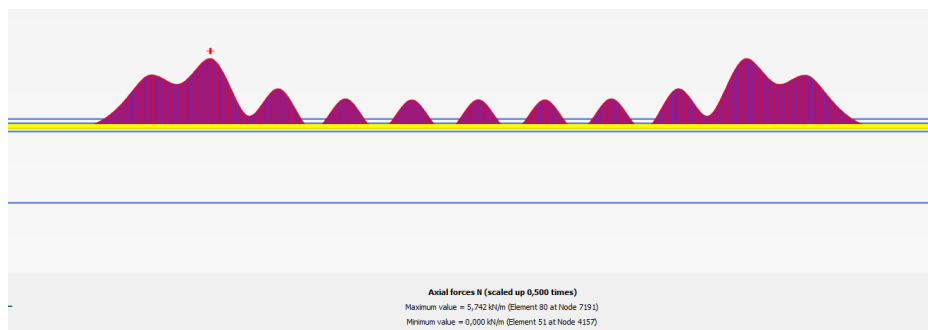


Figura 15 – Esforço axial para 1º nível de geogrelhas

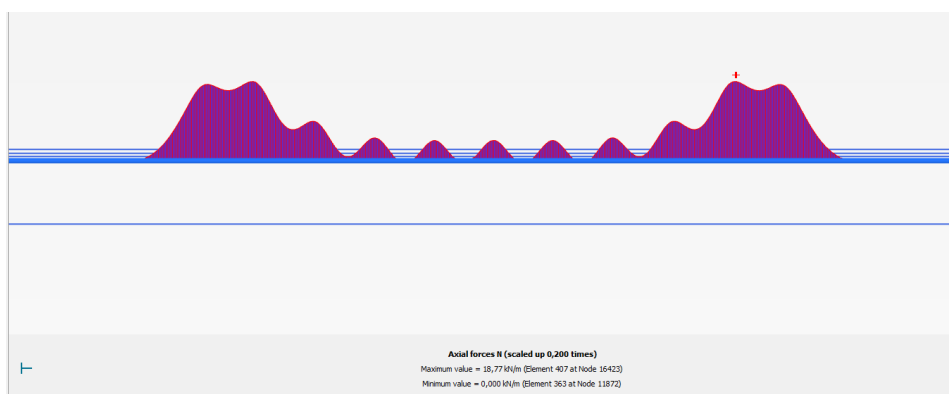


Figura 16 – Esforço axial para 2º nível de geogrelhas

Tabela 2 – Verificação da capacidade resistente das geogrelhas

Nível de geogrelhas	$T_{Sd}$ (esforço axial – KN /m)	$T_{Rd}$ (esforço axial – KN /m)	$\epsilon_{admissível}$
1º nível	5,74	16	2%
2º nível	18,77	32	5%

De acordo com a informação presente nas especificações das geogrelhas biaxiais, e para o nível de carga estimado, será expectável obter uma extensão para o primeiro nível de geogrelhas inferior a 2% e para o 2º nível na ordem dos 5%, valores que se consideram compatíveis com a boa funcionalidade dos pavimentos.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente documento teve como objectivo a justificação das soluções alternativas de fundação propostas para o pavimento industrial, em particular a forma eficiente como os assentamentos diferenciais são controlados, tendo por base o pressuposto do saneamento prévio de toda a camada superficial G5, aterros e solos orgânicos.

Considera-se importante referir que, conceptualmente, a solução base e a solução alternativa propostas são idênticas, ao nível da degradação das cargas em profundidade e, em consequência, no controlo dos assentamentos diferenciais induzidos. No que se refere ao controlo dos assentamentos totais mobilizados, a contribuição das soluções base e alternativa é igualmente idêntica, mas marginal, pois é apenas materializada pelo efeito da degradação das cargas na espessura da fundação do pavimento, base e da sub base. A maior contribuição para o assentamento total está assim relacionada com o valor da deformabilidade das camadas de terreno natural subjacente, em particular da zona G4.

Em todo o que for omissso no presente documento, deverá ser considerado o definido no Projecto da solução base.

Lisboa, 01 de Junho de 2015

JetSJ Geotecnia, Lda



(Alexandre Pinto, Engº Civil)  
Especialista em Geotecnia – OE  
apinto@jetsj.com



## ANEXO 1: ESPECIFICAÇÕES GEOGRELHAS BIAXIAIS

Página deixada em branco intencionalmente

## **ANEXO 6: RELATÓRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO**



**Terreno contíguo em S.Pedro de Afins**

**Estudo de Fundações**

**MAIA**

Reconhecimento Geológico-Geotécnico

Setembro 2012



## ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO .....	2
2. TRABALHOS REALIZADOS .....	3
<b>2.1 - TIPO E QUANTIDADES .....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 - EQUIPAMENTO E TÉCNICAS UTILIZADAS .....</b>	<b>3</b>
3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA.....	12
<b>3.1 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO .....</b>	<b>12</b>
<b>3.2 - SISMICIDADE .....</b>	<b>14</b>
<b>3.3 – ZONAMENTO GEOTÉCNICO .....</b>	<b>17</b>
<b>3.4 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>19</b>
3.4.1 - Horizontes para fundações e tensões admissíveis .....	19
3.4.2 – Condições de escavação .....	20

## ANEXOS

- Boletins das Sondagens e Fotografias
- Boletins dos ensaios “In-Situ” - DPSH
- Planta e Perfil Geológico-Geotécnico (Peças desenhadas)



**SOGENAVE**  
**Terreno contíguo em S. Pedro de Afins**  
**MAIA**

Estudo para Fundações

**Reconhecimento Geológico-Geotécnico**

Memória Descritiva e Justificativa

**1. INTRODUÇÃO**

O presente relatório refere-se aos trabalhos e estudos desenvolvidos no âmbito da caracterização geológico-geotécnica da área interessada para o estudo prévio contemplando a expansão do complexo industrial da SOGENAVE em S. Pedro de Afins, no Concelho da Maia, tendo em vista o estabelecimento preliminar das condições de fundação duma futura instalação industrial.

Esta caracterização foi elaborada com base numa campanha de prospecção mecânica levada a cabo pela SEG, S.A. na zona de S. Pedro de Afins, que decorreu entre 10 de Setembro de 2012 a 18 de Setembro de 2012, sendo sintetizada no presente relatório.

Nele se incluem, além da memória descritiva e justificativa, as peças desenhadas relativas à implantação das sondagens mecânicas e corte interpretativo, os boletins das sondagens e as fotografias dos testemunhos recuperados, e demais ensaios.

## **2. TRABALHOS REALIZADOS**

### **2.1 - Tipo e quantidades**

Tendo em vista a avaliação da competência mecânica do terreno nas zonas intersectadas pelas escavações e fundações, levou-se a cabo o seguinte programa de prospecção:

- 4 sondagens à rotação, com profundidade que varia entre os 19,5 e os 21,0 metros de profundidade, num total de 82.5 metros;
- 55 ensaios SPT, realizados em solos e em rochas brandas;
- as medições dos níveis da água nos furos das sondagens;
- 3 Ensaios Penetrométricos Dinâmicos Super-pesados (DPSH).

O plano de prospecção, definido pelo cliente, contemplava a execução de 7 sondagens mecânicas à rotação.

No decorrer do trabalho adaptou-se o plano, face à elevada profundidade atingida pelas primeiras sondagens (>19.5 m de profundidade). Após visita ao local com o Arquitecto Humberto Malojo foram a substituídas três sondagens intermédias por ensaios “In-situ” DPSH, aquando do acompanhamento da campanha de prospecção “In-situ” (contemplando a recolha de de mais parâmetros geotécnicos e mantendo a localização e fiabilidade pretendida inicialmente).

### **2.2 - Equipamento e técnicas utilizadas**

#### **Sondagens**

Para a realização dos trabalhos de campo descritos, que constam em planta anexa, recorreu-se a um equipamento de perfuração à rotação por transmissão hidráulica, Atlas Copco modelo Mustang A-32, montado em chassis sobre lagartas.



**Foto 1** – Equipamento utilizado, Atlas Copco Mustang A-32

Nos boletins de sondagem e nas fotografias que integram o presente relatório são indicados os diâmetros de furação e o tipo de revestimentos utilizados.

A amostragem recolhida foi devidamente referenciada e arquivada em caixas apropriadas e é descrita nos boletins das sondagens apresentados, tendo sido levado a cabo o seu integral registo fotográfico digital, que também se apresenta.

Nos registos gráficos e desenho interpretativo das sondagens, apresentados em anexo, podem identificar-se as diferentes litologias encontradas e apreciar-se as variações das características do terreno e a distribuição dos horizontes geotécnicos considerados, estabelecidos em função das características físicas das formações atravessadas, reflectidas nos resultados dos ensaios SPT efectuados, tendo em vista a definição das condições genéricas da fundação e escavabilidade da obra.

As passagens de maciço rochoso atravessado nas sondagens foram caracterizadas segundo os parâmetros geomecânicos indicados pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM), nomeadamente segundo o grau de alteração (W) e o grau de fracturação (F), cujas divisões se apresentam no Quadro 1 e 2 seguintes, e o RQD (Rock Quality Designation), que se obtém pela razão entre a soma dos comprimentos dos tarolos de sondagem com comprimento superior a 10 cm e o comprimento total da furação.

**Quadro 1** - Classificação do maciço rochoso quanto ao estado de alteração (ISRM)

<b>Graus de alteração</b>	<b>Descrição</b>	<b>Características</b>
<b>W1</b>	Rocha sã.	Sem quaisquer sinais de alteração.
<b>W2</b>	Rocha ligeiramente alterada.	Sinais de alteração apenas nas imediações das diaclases.
<b>W3</b>	Rocha alterada.	Alteração visível em todo o maciço, mas a rocha não é friável.
<b>W4</b>	Rocha muito alterada.	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável.
<b>W5</b>	Rocha decomposta.	O maciço apresenta-se completamente friável, com comportamento de solo.

Na campanha de prospeção realizada, não houve recuperação de maciço com grau de alteração superior a W5-4.

**Quadro 2** - Classificação do maciço rochoso quanto ao estado de fracturação

<b>Graus de fracturação</b>	<b>Descrição</b>	<b>Espaçamento (m)</b>
<b>F1</b>	Fracturas muito afastadas	> 2.00
<b>F2</b>	Fracturas afastadas	0.60 - 2.00
<b>F3</b>	Fracturas medianamente afastadas	0.20 - 0.60
<b>F4</b>	Fracturas próximas	0.06 - 0.20
<b>F5</b>	Fracturas muito próximas	< 0.06

### Ensaio SPT

Durante a realização das sondagens foram executados em simultâneo, e sempre que o maciço o permitiu, ensaios SPT, em intervalos regulares de 1,5 metros em 1,5 metros, que levaram ao estabelecimento de correlações com os parâmetros dos ensaios “In situ”. Os ensaios SPT foram executados com amostrador Terzaghi normalizado, com 51 mm de diâmetro externo e 35 mm de diâmetro interno.

A classificação e terminologia adoptadas na descrição e no zonamento dos solos identificados pelas sondagens são aquelas apresentadas no Quadro nº 3 e nº 4, e comumente utilizadas nos estudos geológico-geotécnicos correntes.

**Quadro 3** – Classificação do maciço terroso quanto à compacidade (solos arenosos)

<b>Nº Pancadas N(SPT)</b>	<b>Compacidade</b>	<b>Densidade Relativa (%)</b>
<b>0 – 4</b>	Muito solto	<b>15</b>
<b>4 – 10</b>	Solto	<b>15 – 35</b>
<b>10 – 30</b>	Medianamente compacto	<b>35 – 65</b>
<b>30 – 50</b>	Compacto	<b>65 – 85</b>
<b>&gt; 50</b>	Muito compacto	<b>85 – 100</b>

**Quadro 4** – Classificação do maciço argiloso quanto à consistência

<b>Nº Pancadas N(SPT)</b>	<b>Consistência</b>	<b>Resistência à Compressão Simples (kPa)</b>
<b>&lt; 2</b>	Muito mole	<b>&lt; 25</b>
<b>2 – 4</b>	Mole	<b>25 – 50</b>
<b>4 – 8</b>	Média	<b>50 – 100</b>
<b>8 – 15</b>	Dura	<b>100 – 200</b>
<b>15 – 30</b>	Muito dura	<b>200 – 400</b>
<b>&gt; 30</b>	Rija	<b>&gt; 400</b>

**Quadro 5 – Resumo dos Ensaio SPT realizados**

Sondagem	Profundidade		Ensaio SPT			
			1ª fase	2ª Fase	3ª Fase	Penetração
S1	1.5	metros	3	3	7	30
	3	metros	6	7	8	30
	4.5	metros	6	8	9	30
	6	metros	6	9	9	30
	7.5	metros	8	13	16	30
	9	metros	10	17	22	30
	10.5	metros	8	15	20	30
	12	metros	14	17	24	30
	13.5	metros	13	17	22	30
	15	metros	14	16	24	30
	16.5	metros	14	19	26	30
	18	metros	17	24	32	30
	19.5	metros	17	26	34	30
21	metros	18	27	33	29	
S3	1.5	metros	4	4	6	30
	3	metros	4	5	7	30
	4.5	metros	7	9	15	30
	6	metros	7	1	23	30
	7.5	metros	9	12	15	30
	9	metros	10	14	18	30
	10.5	metros	11	14	20	30
	12	metros	15	17	24	30
	13.5	metros	13	17	22	30
	15	metros	14	18	24	30
	16.5	metros	16	20	26	30
	18	metros	19	22	35	30
	19.5	metros	17	24	36	27
21	metros	26	41	19	20	

Sondagem	Profundidade	Ensaio SPT			
		1ª fase	2ª Fase	3ª Fase	Penetração
S5	1.5 metros	3	4	4	30
	3 metros	4	6	7	30
	4.5 metros	4	7	8	30
	6 metros	7	9	11	30
	7.5 metros	8	13	14	30
	9 metros	11	15	21	30
	10.5 metros	11	17	20	30
	12 metros	10	16	19	30
	13.5 metros	11	17	22	30
	15 metros	12	17	21	30
	16.5 metros	14	18	26	30
	18 metros	17	23	30	30
	19.5 metros	19	32	28	24
	21 metros	23	40	20	20
S7	1.5 metros	5	6	4	30
	3 metros	7	9	10	30
	4.5 metros	10	14	19	30
	6 metros	13	17	19	30
	7.5 metros	12	17	19	30
	9 metros	13	17	21	30
	10.5 metros	10	18	24	30
	12 metros	12	19	27	30
	13.5 metros	11	18	24	30
	15 metros	16	20	28	30
	16.5 metros	23	34	26	23
	18 metros	36	60	0	13
	19.5 metros	40	60	0	9

## Ensaio DPH

Os ensaios com penetrómetro dinâmico super pesado (DPH) foram realizados recorrendo a um equipamento montado num pequeno chassis sobre lagartas de borracha – Rolatec ML-60A (DPH).



**Foto 2** – Equipamento utilizado, Penetrómetro Rolatec ML-60

Estes ensaios consistiram na determinação do número de pancadas,  $N$ , de um pilão de massa  $M$  em queda livre de uma altura  $H$  sobre um batente ligado a um conjunto de varas terminando numa ponteira cónica (de área  $A$ ), para um determinado comprimento de penetração,  $L$ . O diâmetro das varas é inferior ao da base da ponteira cónica, para que, teoricamente, a resistência à penetração resulte apenas da reacção do terreno na ponta.

A resistência dinâmica de ponta pode ser obtida pela expressão:

$$Rd = (N/L) (MgH) / A$$

ou pela “fórmula dos holandeses”:

$$Qd = (N/L) (M2gH) / (A (M+P))$$

sendo  $g$  a aceleração da gravidade,  $P$  a massa do batente, das varas e da ponteira, e os outros parâmetros já definidos

Nos registos gráficos e desenhos interpretativos das sondagens, apresentados em anexo, podem identificar-se as diferentes litologias encontradas e apreciar-se as variações das características do terreno e a distribuição dos horizontes geotécnicos considerados, estabelecidos em função das propriedades físicas das formações atravessadas, reflectidas nos resultados dos ensaios DPSH efectuados, tendo em vista a definição das condições genéricas da fundação e escavabilidade da obra.

No quadro seguinte apresenta-se um resumo das profundidades atingidas pelos ensaios penetrométricos super-pesados e dos poços de reconhecimento :

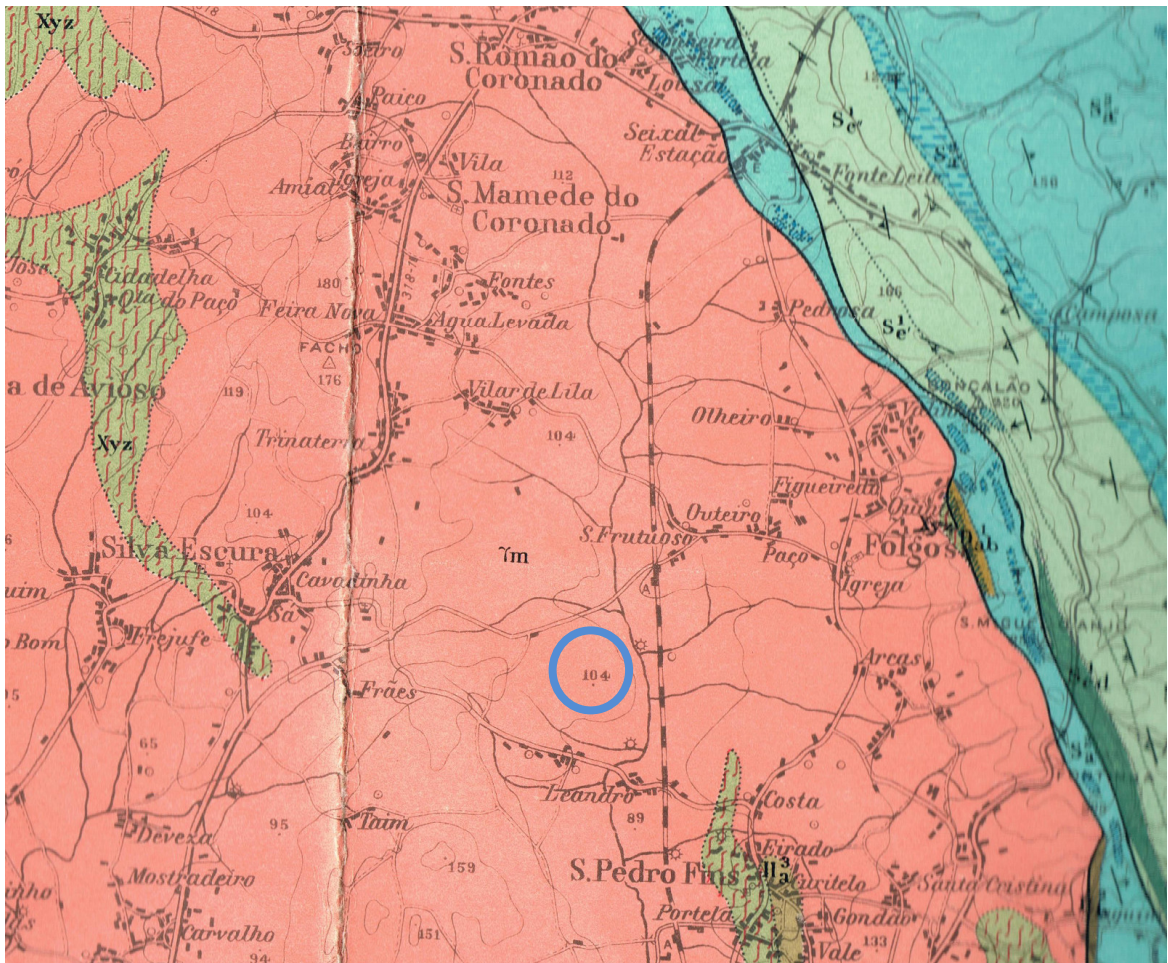
**Quadro 6** – Resumo dos penetrómetros dinâmicos super-pesados

DPSH	Profundidade	
DPSH 2	24,0	metros
DPSH 4	24,0	metros
DPSH 6	13,8	metros

### **3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA**

#### **3.1 Enquadramento geológico**

O local em estudo está inserido no canto superior direito da Carta Geológica à escala 1/50.000, folha 9-C - Porto.



**Figura 1** – Extracto das Carta Geológica 9C

A zona em estudo insere-se no perímetro suburbano da cidade da Maia (zona industrial), a noroeste do centro da mesma, perto da Siderurgia Nacional. As cotas do terreno nessa zona rondam os 97 a 104 m de altitude.

Embora se verifique, regionalmente, a proximidade de ocorrência de formações geológicas de diversas idades, tais como Silúrico e o Carbónico, localmente apenas foram identificadas formações graníticas recobertas por solos derivados e aterros.

De facto a formação granítica faz parte do comumente designado “Granito do Porto” que é um granito alcalino de grão médio a grosseiro, leucocrata de duas micas.

Em Baguim foi assinalada a presença de andaluzite e silimanite, visto estar próximo o contacto com xistos (de origem metamórfica).

O granito está em muitos pontos, profundamente alterado, com intensa caulinição dos feldspatos, tendo originado importantes jazigos de caulino.

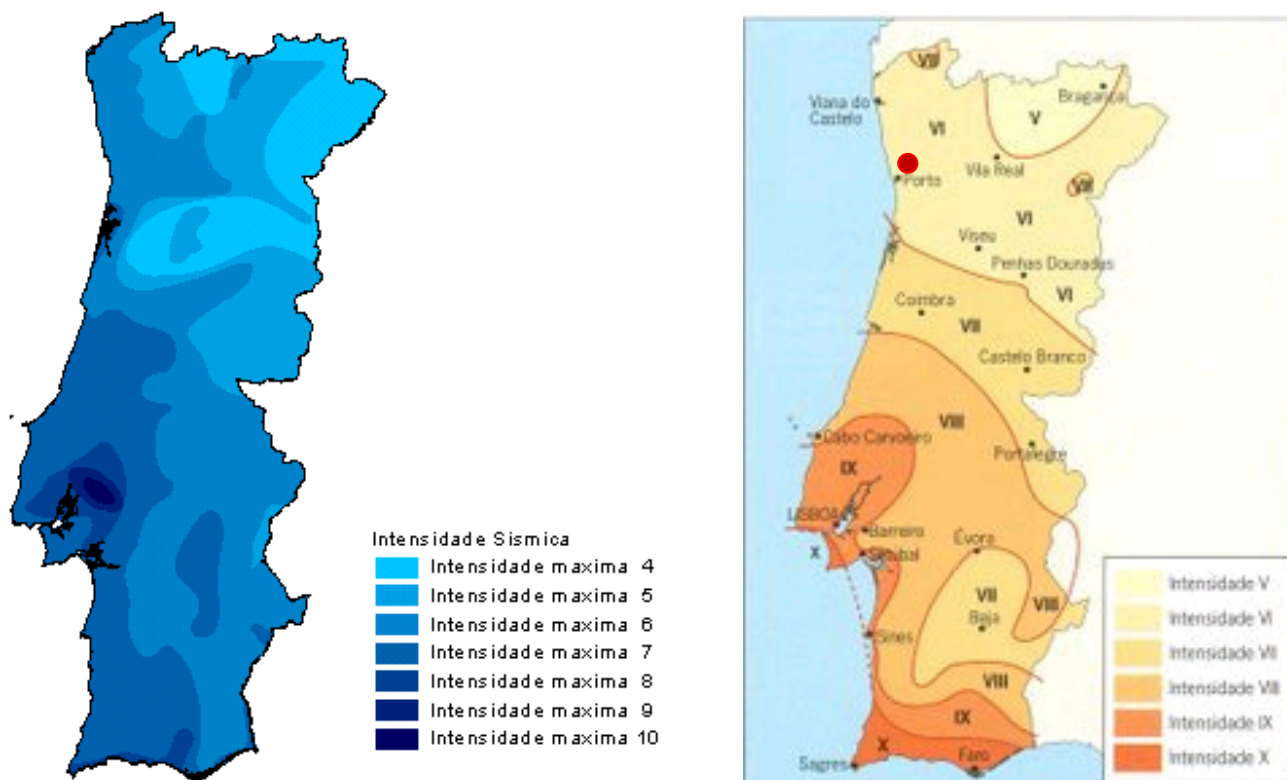
Na zona da Folgosa e São Romão do Coronado verifica-se o contacto com os xistos do Silúrico, que é evidenciado por uma zona de esmagamento relativamente estreita que parece ter atingido sobretudo o granito.

Na zona de Baguim e São Pedro de Afins o granito contacta também o Carbónico, constituído em parte por arcoses, cujos elementos derivam daquele.

### 3.2 - Sismicidade

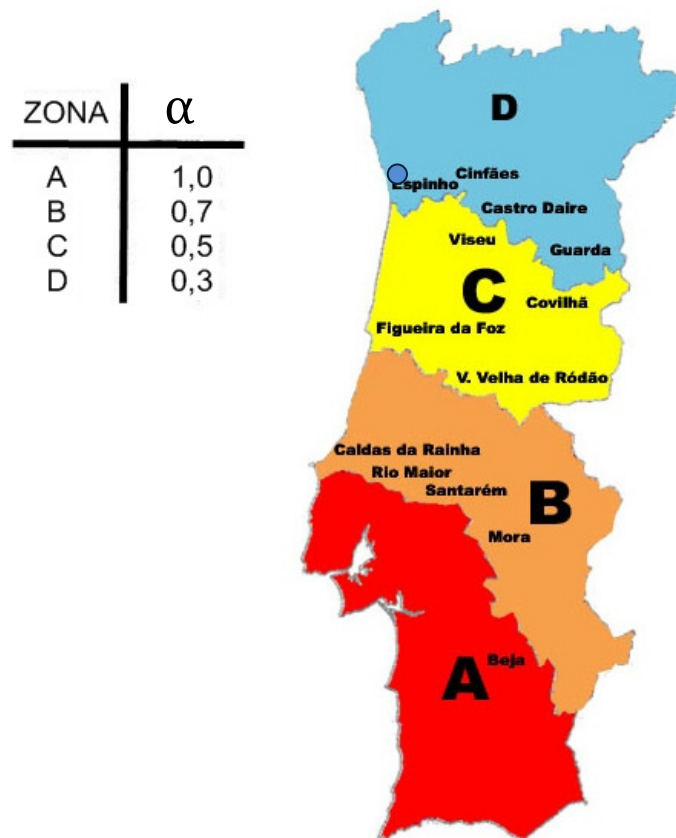
Segundo a Carta de Isossistas de Intensidades Máximas, editada pelo Instituto de Meteorologia e Geofísica em 1988, a obra insere-se numa zona de intensidade de grau VI na escala de Mercalli modificada, delimitada pela isossista correspondente ao valor máximo da magnitude dos eventos sísmicos conhecidos, quer através da sismicidade histórica quer pelos registos actuais obtidos instrumentalmente.

**Figura 2** - Carta de intensidades sísmicas máximas, observadas em Portugal entre 1901 e 1972



Para efeitos de cálculo segue-se o estipulado pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983 - Decreto Lei nº 235/83, 31 de Maio), que considera o país dividido em quatro zonas, designadas por A, B, C e D, por ordem decrescente de sismicidade, às quais é atribuído um coeficiente de sismicidade,  $\alpha$ , que assume os valores de 1, 0.7, 0.5 e 0.3, respectivamente. O coeficiente a adoptar para a área em estudo será, pois, de 0.3.

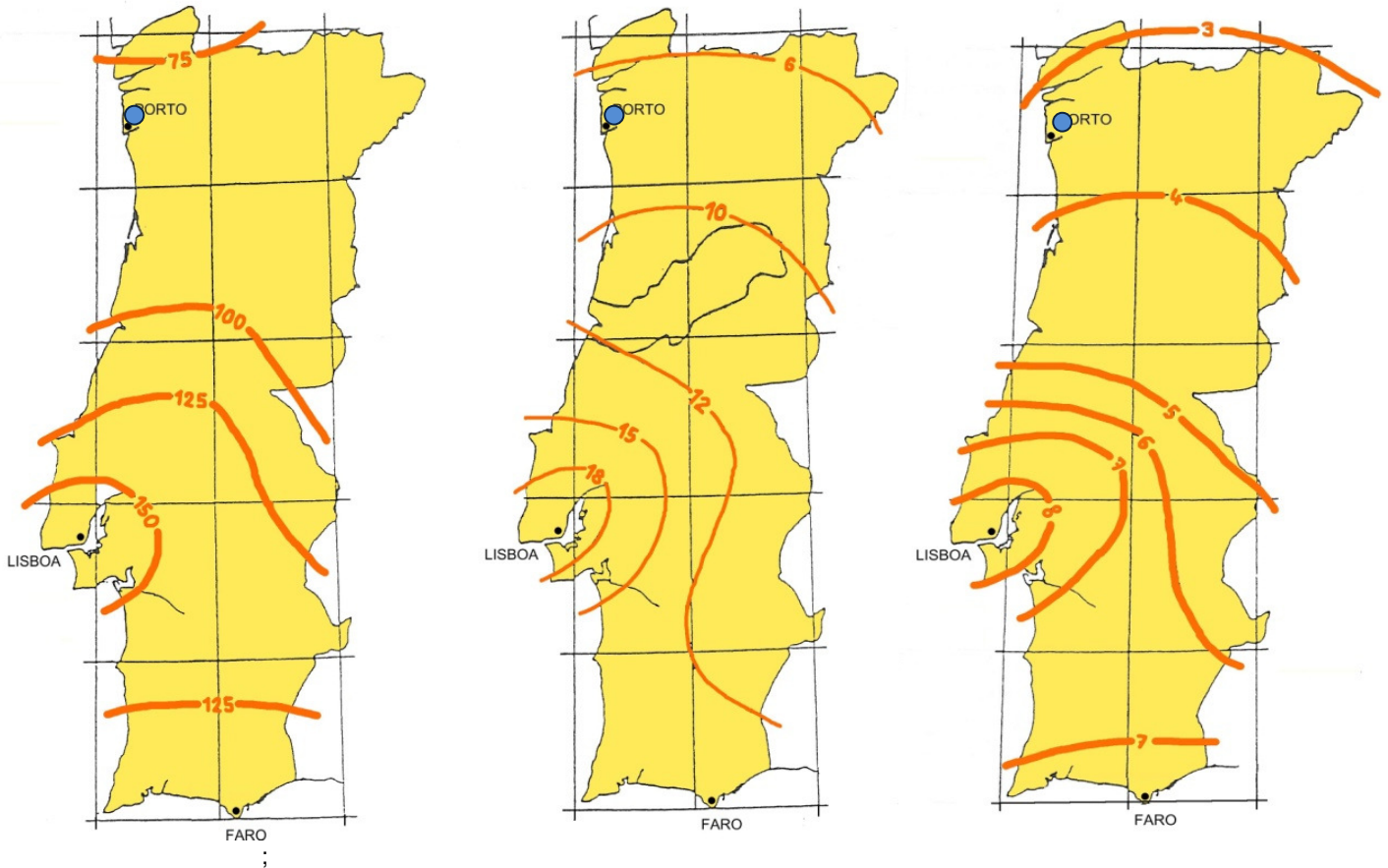
**Figura 3** - Carta de zonamento do risco sísmico (RSA);



Segundo Oliveira, C.S. (1977), são de considerar para a área em estudo os seguintes valores máximos dos parâmetros sísmicos, para um período de retorno de 1000 anos:

- deslocamento: 3,5 cm;
- velocidade: 7,5 cm/s
- aceleração: 80 cm /s<sup>2</sup>

**Figura 4** – Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos (unidades em cm.s<sup>-2</sup>);  
Velocidades máximas para um período de retorno de 1000 anos (unidades em cm/s);  
Deslocamentos máximos para um período de retorno de 1000 anos (unidades em cm)



### 3.3 – Zonamento geotécnico

Com base nas sondagens realizadas foram estabelecidos os seguintes horizontes geotécnicos:

#### **G5 – Aterros e solos orgânicos**

Os aterros heterogêneos compostos por solos orgânicos, de diversas origens e solos areno-argilosos de fraca resistência a que correspondem a um horizonte superficial contínuo, que recobre o terreno natural, e que apresenta espessuras pouco superiores a 1 m, tendo sido intersectado em todas as sondagens realizadas.

O comportamento geomecânico dos materiais mencionados justifica o seu agrupamento, sob o ponto de vista geotécnico, num mesmo horizonte.

#### **G4 - Solo residual granítico pouco compacto (SPT<15)**

Abaixo do horizonte anteriormente caracterizado e resultante dos processos de meteorização do maciço rochoso, recuperaram-se solos residuais sob a forma de material caulinizado.

Este solo residual granítico mostra valores  $N_{SPT}$  inferiores a 12 pancadas e de  $N_{DPSH}$  inferior a 8 pancadas, considerando-se um solo pouco compacto. Ocorre em todas as sondagens e com espessuras que variam entre os 2,0 e os 5,5 metros, sendo mais delgado na vizinhança da sondagem S7.

#### **G3 - Solo residual granítico medianamente compacto (SPT>15)**

Ainda fazendo parte do mesmo material geológico definiu-se um horizonte geotécnico mais competente. Este resulta da recuperação solos residuais sob a forma de material areno-argiloso a silto-argiloso, por vezes caulinizado, esbranquiçado a acastanhado.

Este estrato de solo residual granítico apresenta valores  $N_{SPT}$  em média inferior a 26 pancadas e de  $N_{DPSH}$  maior que 9 pancadas ( $Q_d > 5\text{MPa}$ ), considerando-se como um solo medianamente compacto. Verifica-se a sua ocorrência em todas as sondagens, cujas espessuras variam entre os 5,7 e os 12 metros, sendo a espessura mais delgada na vizinhança do DPSH4.

### **G2 - Solo residual granítico compacto a muito compacto (SPT>30)**

Antes da transição para o maciço decomposto, em profundidade, pode distinguir-se um horizonte constituído solo residual granítico, compacto a muito compacto na base, com valores de  $N_{SPT}$  superiores a 30 pancadas e de  $N_{DPSH}$  maior que 21 pancadas ( $Q_d > 10\text{MPa}$ ), sendo identificado em todas as sondagens.

Pontualmente foi detetado um estrato, nas sondagens S1 e S3, correspondente a materiais muito compactos (>50 pancadas) na zona da base do mesmo, mas de pequena expressão e por este motivo foi incluído neste horizonte.

### **G1 - Maciço granítico decomposto (SPT>60)**

Sob os terrenos acima descritos passamos a um maciço granítico, pontualmente granítico, decomposto de grão médio, cinzento esbranquiçado a acastanhado.

Os valores  $N_{SPT}$  atingem na extensa maioria a “nega” simples (na 3ª fase do ensaio) com valores médios de penetração na ordem dos 25 cm. Todas as sondagens terminaram com “negas” consecutivas, neste horizonte. Os valores de pancadas de DPSH são superiores a 42 pancadas ( $Q_d > 16\text{MPa}$ ).

### 3.4 - Conclusões e recomendações

#### 3.4.1 - Horizontes para fundações e tensões admissíveis

Face às características dos terrenos e tendo em conta o tipo de obra a realizar – edifícios/armazéns do tipo industrial, as respectivas fundações poderão apoiar-se nos horizontes mais competentes do maciço, aqui definidos como a zonas geotécnica G1, G2 e G3, dependendo do tipo de fundações adoptadas.

**Quadro 5 – Tensões admissíveis**

Horizontes Geotécnicos	Intervalo de cotas		Tensões admissíveis
	Topo (m)	Base (m)	
G5	104.0 – 99.5	103.0 – 98.0	---
G4	103.0 – 98.0	99.0 – 94.0	<150 kPa
G3	99.0 – 94.0	96.5 – 87.4	150 - 350 kPa
G2	96.5 – 87.4	86.0 – 80.0	350 - 700 kPa
G1	86.0 – 80.0	> 84.0	>700 kPa

A heterogeneidade do horizonte geotécnico G5 (aterros) não permite que se equacione a sua utilização como horizonte de fundação, mesmo que se considerem cargas muito modestas. O comportamento mecânico, do ponto de vista dos assentamentos, será muito variável.

Admitindo que as cotas de implantação não se situem abaixo dos 98 m e atendendo à cota do horizonte geotécnico de fundação G1, poder-se-ão preconizar as seguintes fundações:

1 – Para as tensões referidas deverão ser consideradas fundações indiretas no horizonte G1, por sapatas assentes em micro-estacas, ou as comuns estacas de betão armado moldadas “in-situ”.

2 – Poder-se-á, também, equacionar a hipótese de estacas flutuantes no horizonte G2, à profundidade a determinar pelo projectista.

3 – Mediante o saneamento de todo o horizonte G5, constituído por aterros heterogéneos, poderá ser utilizado o horizonte G4 como nível de fundação. Para tal preconizamos ensaios de carga em placa para confirmação da sua capacidade, se se verificar que na proximidade da cota de fundação não há variações excessivas da posição do nível de água.

Neste caso e em função do observado, deverá equacionar-se a necessidade de proceder, após sobrecavação, à construção de um aterro controlado até à cota de fundação. Esse aterro poderá exigir o reforço do terreno com recurso a colunas de brita.

De modo a controlar o comportamento deste aterro durante a fase de construção e posteriormente, durante a vida útil da obra, poder-se-ão colocar inclino-extensómetros e marcas topográficas em malha e locais a definir, num programa de instrumentação e monitorização a ser definido por projectista especialista na área.


### **3.4.2 – Condições de escavação**


Analisando as características dos terrenos superficiais, constituídos predominantemente por aterros e solos residuais, a sua escavação poderá realizar-se com recurso a meios mecânicos (escavadora rotativa).

A haver interferência entre a cota de escavação (admitindo acima do horizonte G3) e os níveis freáticos, são de excluir quaisquer movimentações de terras.

Devido á situação do nível de água da sondagem S1, em fase de projecto de execução poderá ser avaliada a situação e variação dos níveis de água, mediante instrumentação com piezómetros no local (pelo menos dois), e posterior monitorização.

Vila Nova de Gaia, Abril de 2011

  
João Ralha, Mestre em Geotecnia e Geoambiente

  
Nuno Marques, Eng. Geotécnico

## BOLETINS DAS SONDAGENS E FOTOGRAFIAS

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 10 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

**S1**

COORDENADAS M: -36087.0 P: 176104.0 COTA: 101.4 (DATUM 73)

Diâmetro: 0 m - 1.5 m = 101 mm; 1.5 m - 21 m = 84 mm  
Revestimento: 0 m - 21 m = 98 mm  
Comprimento: 21.0 m  
Inclinação: 90 °  
Equipamento: Atlas Copco A-32  
Tipo de Sond.: Rotação

Comp. Esc:1/200 Cota(m)	(%)			Simb. (LNEC- -E220)	Descrição: (LNEC E-219) (LNEC E-239)	Unid. Litol.	Grau Alter. (ISRM)	Grau Frac. (ISRM)	Ensaio S.P.T.		Nível Água (m)
	R.Q.D.	Recup.							(1ª)   (2ª+3ª fase)	[Pen]	
1 (100.4)					Aterro e solos areno-argilosos cinzentos escuros.				(3)	(3+7)	
2 (99.4)					Solo residual granítico, medianamente compacto recuperado como material areno-siltoso, com passagens argilificadas, fino, cinzento esbranquiçado.				(6)	(7+8)	[30]
3 (98.4)						(6)	(8+9)	[30]			
4 (97.4)						(6)	(9+9)	[30]			
5 (96.4)						(6)	(9+9)	[30]			
6 (95.4)						(8)	(13+16)	[30]			
7 (94.4)						(10)	(17+22)	[30]			
8 (93.4)						(8)	(15+20)	[30]			
9 (92.4)						(14)	(17+24)	[30]			
10 (91.4)					(13)	(17+22)	[30]				
11 (90.4)					(14)	(16+24)	[30]				
12 (89.4)					(14)	(19+26)	[30]				
13 (88.4)					(17)	(24+32)	[30]				
14 (87.4)					(17)	(26+34)	[30]				
15 (86.4)					(18)	(27+33)	[30]				
16 (85.4)											
17 (84.4)					Maciço granítico decomposto, de grão médio, caulinizado, cinzento esbranquiçado.		w5				
18 (83.4)											
19 (82.4)											
20 (81.4)											
21 (80.4)											
22 (79.4)											
23 (78.4)											
24 (77.4)											
25 (76.4)											
26 (75.4)											
27 (74.4)											
28 (73.4)											
29 (72.4)											
30 (71.4)											
31 (70.4)											
32 (69.4)											
33 (68.4)											

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:  
VERIFICADO POR:

J.Ralha

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 10 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

S1

COORDENADAS M: -36087.0

P: 176104.0

COTA: 101.4

(DATUM 73)



0.0m - 21.0m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 10 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

S1

COORDENADAS M: -36087.0

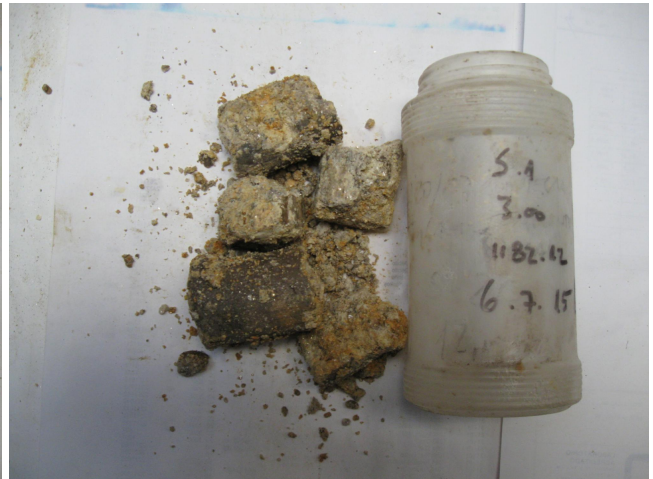
P: 176104.0

COTA: 101.4

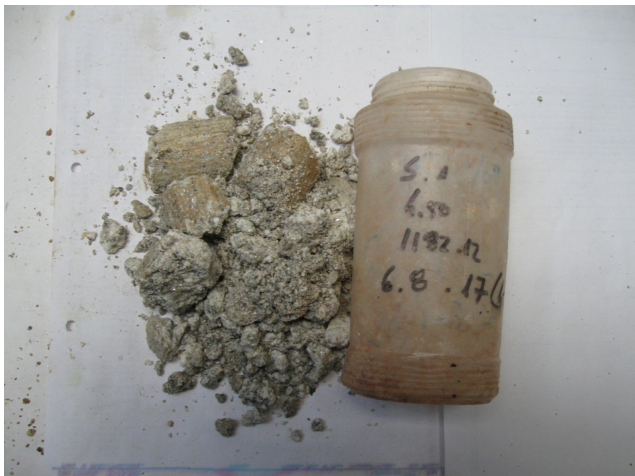
(DATUM 73)



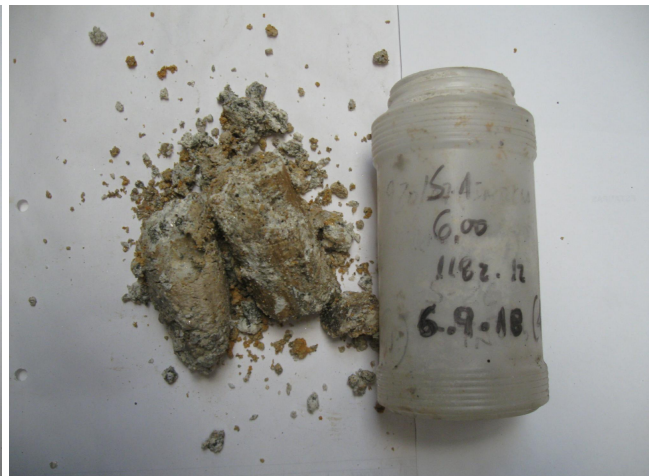
SPT 1.5 m



SPT 3.0 m



SPT 4.5 m



SPT 6.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 10 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

S1

COORDENADAS M: -36087.0

P: 176104.0

COTA: 101.4

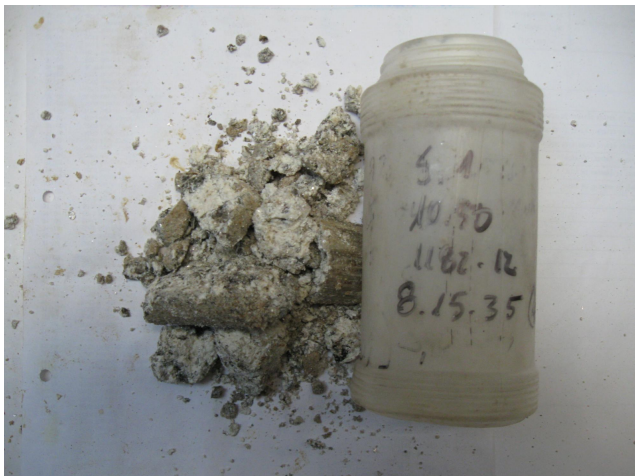
(DATUM 73)



SPT 7.5 m



SPT 9.0 m



SPT 10.5 m



SPT 12.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 10 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

S1

COORDENADAS M: -36087.0

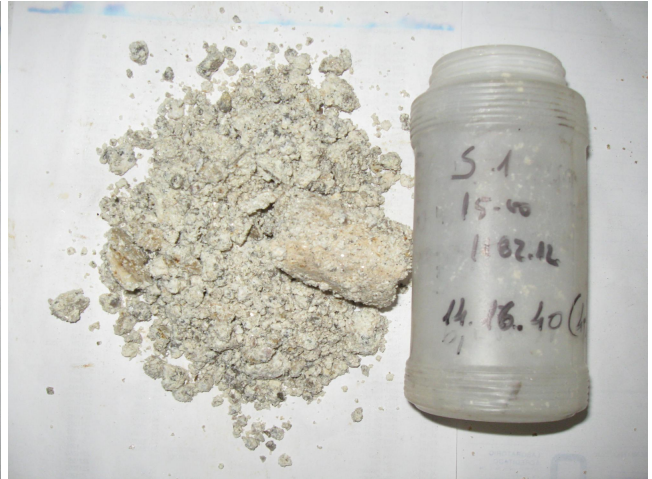
P: 176104.0

COTA: 101.4

(DATUM 73)



SPT 13.5 m



SPT 15.0 m



SPT 16.5 m



SPT 18.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 10 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

S1

COORDENADAS M: -36087.0

P: 176104.0

COTA: 101.4

(DATUM 73)



SPT 19.5 m



SPT 21.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 14 Set 2012  
TÉRMINO: 14 Set 2012

**S3**

COORDENADAS M: -36186.0 P: 176099.0 COTA: 102.7 (DATUM 73)

Diâmetro: 0 m - 1.5 m = 101 mm; 1.5 m - 21 m = 84 mm  
Revestimento: 0 m - 21 m = 98 mm  
Comprimento: 21.0 m  
Inclinação: 90 °  
Equipamento: Atlas Copco A-32  
Tipo de Sond.: Rotação

Comp.	Esc:1/200 Cota(m)	R.Q.D. Recup.	Simb. (LNEC- -E220)	Descrição: (LNEC E-219) (LNEC E-239)	Unid. Litol.	Grau Alter. (ISRM)	Grau Frac. (ISRM)	Ensaio S.P.T.		Nível Água (m)
								(1ª)	(2ª+3ª fase)	
		25 50 75		Aterro						
1	(101.7)		+	Solo areno-argiloso, castanho				(4)	(4+6)	
2	(100.7)		+					(4)	(5+7)	[30]
3	(99.7)		+	Solo residual granítico caulinizado, pouco a medianamente compacto, esbranquiçado.				(7)	(9+15)	[30]
4	(98.7)		+					(7)	(10+13)	[30]
5	(97.7)		+	Solo residual granítico caulinizado, medianamente compacto, recuperado como material silto-argiloso, esbranquiçado.				(7)	(10+13)	[30]
6	(96.7)		+					(9)	(12+15)	[30]
7	(95.7)		+	Solo residual granítico, medianamente compacto, acastanhado.				(10)	(14+18)	[30]
8	(94.7)		+					(11)	(14+20)	[30]
9	(93.7)		+					(15)	(17+24)	[30]
10	(92.7)		+					(13)	(17+22)	[30]
11	(91.7)		+					(14)	(18+24)	[30]
12	(90.7)		+					(16)	(20+26)	[30]
13	(89.7)		+					(19)	(22+35)	[30]
14	(88.7)		+	Solo residual granítico, compacto, recuperado como material arenosos levemente argiloso, fino, acastanhado.				(17)	(24+36)	[30]
15	(87.7)		+					(26)	(41+19)	[30]
16	(86.7)		+							[30]
17	(85.7)		+							[30]
18	(84.7)		+							[30]
19	(83.7)		+	Maciço granítico, decomposto de grão médio, acastanhado.						[27]
20	(82.7)		+							[27]
21	(81.7)		+							[20]
22	(80.7)									
23	(79.7)									
24	(78.7)									
25	(77.7)									
26	(76.7)									
27	(75.7)									
28	(74.7)									
29	(73.7)									
30	(72.7)									
31	(71.7)									
32	(70.7)									
33	(69.7)									

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 14 Set 2012  
TÉRMINO: 14 Set 2012

**S3**

COORDENADAS M: -36186.0

P: 176099.0

COTA: 102.7

(DATUM 73)



0.0m - 21.0m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 14 Set 2012  
TÉRMINO: 14 Set 2012

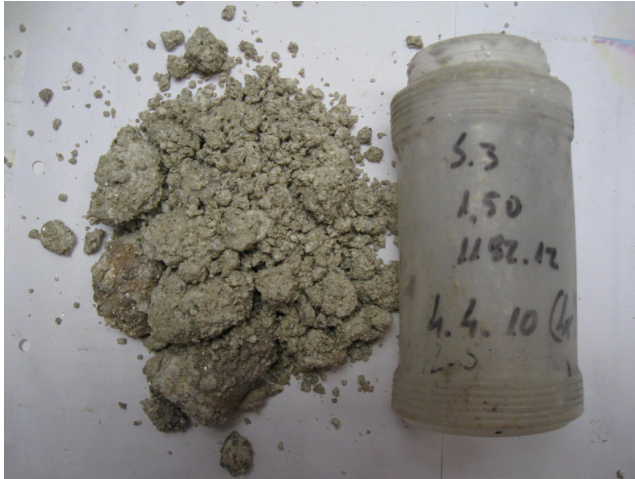
**S3**

COORDENADAS M: -36186.0

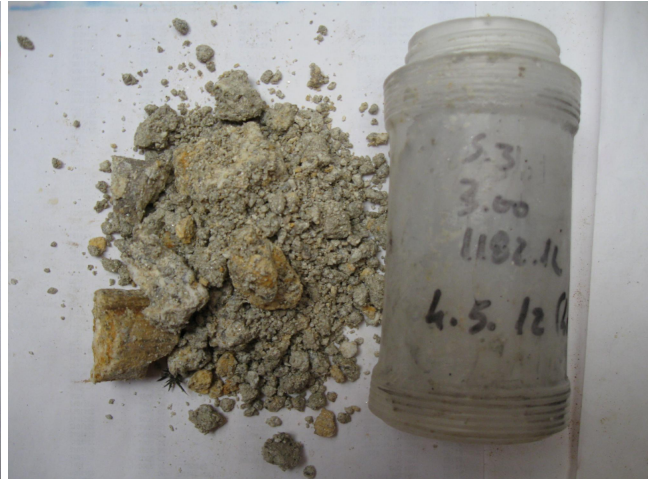
P: 176099.0

COTA: 102.7

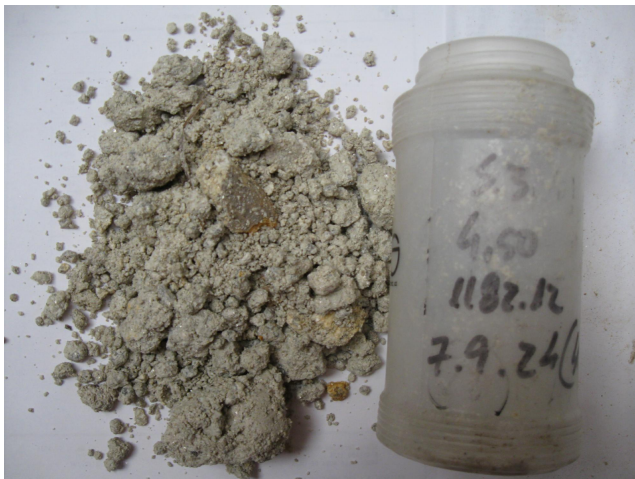
(DATUM 73)



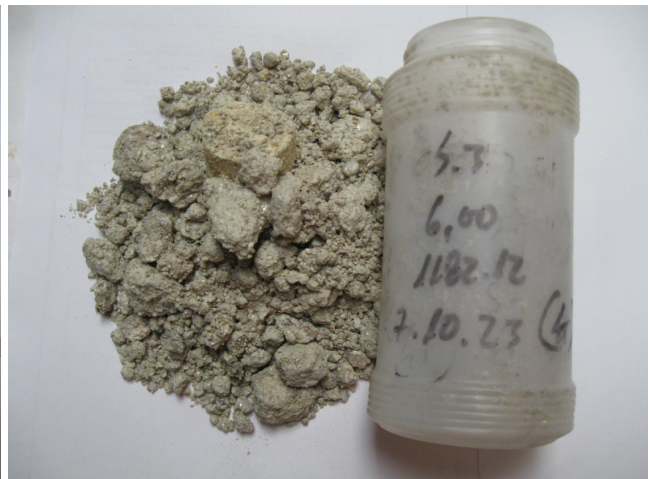
SPT 1.5 m



SPT 3.0 m



SPT 4.5 m



SPT 6.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 14 Set 2012  
TÉRMINO: 14 Set 2012

S3

COORDENADAS M: -36186.0

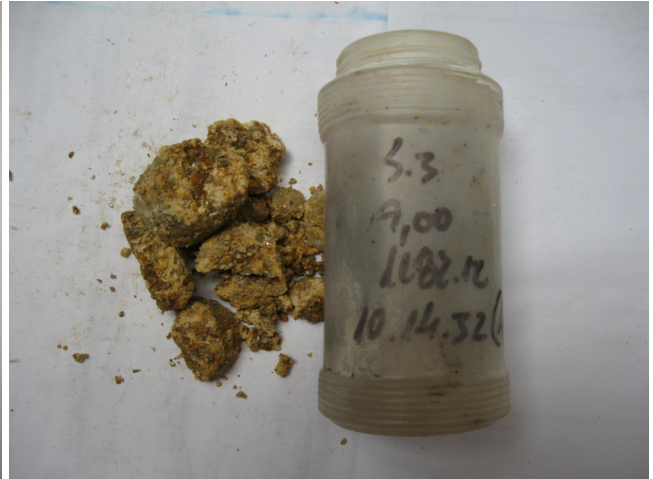
P: 176099.0

COTA: 102.7

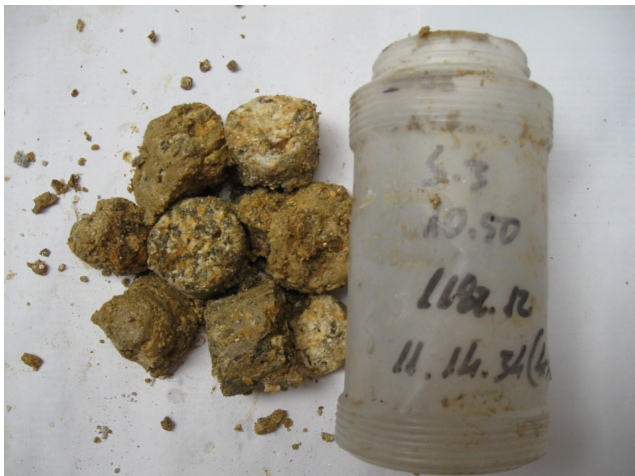
(DATUM 73)



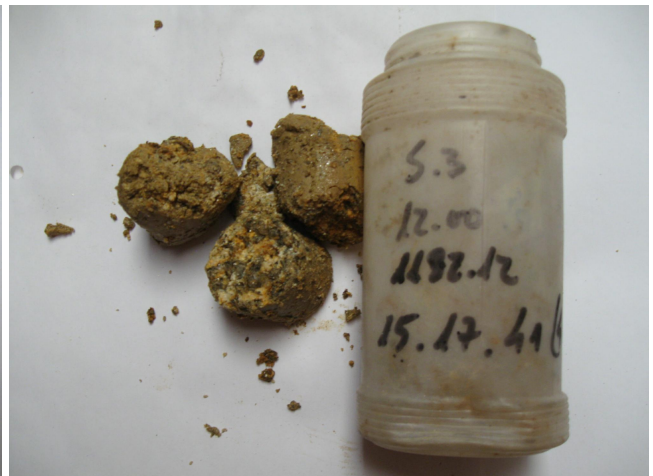
SPT 7.5 m



SPT 9.0 m



SPT 10.5 m



SPT 12.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 14 Set 2012  
TÉRMINO: 14 Set 2012

S3

COORDENADAS M: -36186.0

P: 176099.0

COTA: 102.7

(DATUM 73)



SPT 13.5 m



SPT 15.0 m



SPT 16.5 m



SPT 18.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 14 Set 2012  
TÉRMINO: 14 Set 2012

**S3**

COORDENADAS M: -36186.0

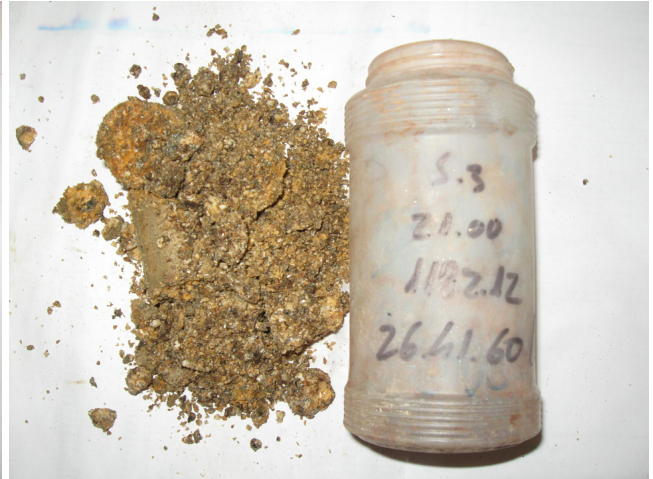
P: 176099.0

COTA: 102.7

(DATUM 73)



SPT 19.5 m



SPT 21.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 12 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

**S5**

COORDENADAS M: -36135.0

P: 176072.0

COTA: 102.2

(DATUM 73)

Diâmetro: 0 m - 1.5 m = 101 mm      Revestimento: 0 m - 21 m = 98 mm      Comprimento: 21.0 m  
1.5 m - 21 m = 84 mm      Inclinação: 90 °  
Equipamento: Atlas Copco A-32  
Tipo de Sond.: Rotação

Comp. Esc:1/200 Cota(m)	(% R.Q.D. Recup.	Simb. (LNEC- -E220)	Descrição: (LNEC E-219) (LNEC E-239)	Unid. Litol.	Grau Alter. (ISRM)	Grau Frac. (ISRM)	Ensaio S.P.T.		Nível Água (m)
							(1ª)   (2ª+3ª fase)	[Pen]	
1 (101.2)			Aterro e solos orgânicos				(3)	(4+4)	
2 (100.2)			Solo residual granítico, pouco compacto, esbranquiçado.				(4)	(6+7)	[30]
3 (99.2)							(4)	(7+8)	[30]
4 (98.2)			Solo residual granítico, medianamente compacto, com material areno-argiloso, esbranquiçado.				(7)	(9+11)	[30]
5 (97.2)							(8)	(13+14)	[30]
6 (96.2)			Solo residual granítico compacto, recuperado como material areno-siltoso, fino, esbranquiçado.				(11)	(15+21)	[30]
7 (95.2)							(11)	(17+20)	[30]
8 (94.2)			Mação granítico decomposto, de grão médio, esbranquiçado.				(10)	(16+19)	[30]
9 (93.2)							(11)	(17+22)	[30]
10 (92.2)							(12)	(17+21)	[30]
11 (91.2)							(14)	(18+26)	[30]
12 (90.2)							(17)	(23+30)	[30]
13 (89.2)							(19)	(32+28)	[30]
14 (88.2)							(23)	(40+20)	[24]
15 (87.2)									[20]
16 (86.2)									
17 (85.2)									
18 (84.2)									
19 (83.2)									
20 (82.2)									
21 (81.2)									
22 (80.2)									
23 (79.2)									
24 (78.2)									
25 (77.2)									
26 (76.2)									
27 (75.2)									
28 (74.2)									
29 (73.2)									
30 (72.2)									
31 (71.2)									
32 (70.2)									
33 (69.2)									

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 12 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

**S5**

COORDENADAS M: -36135.0

P: 176072.0

COTA: 102.2

(DATUM 73)



0.0m - 21.0m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 12 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

**S5**

COORDENADAS M: -36135.0

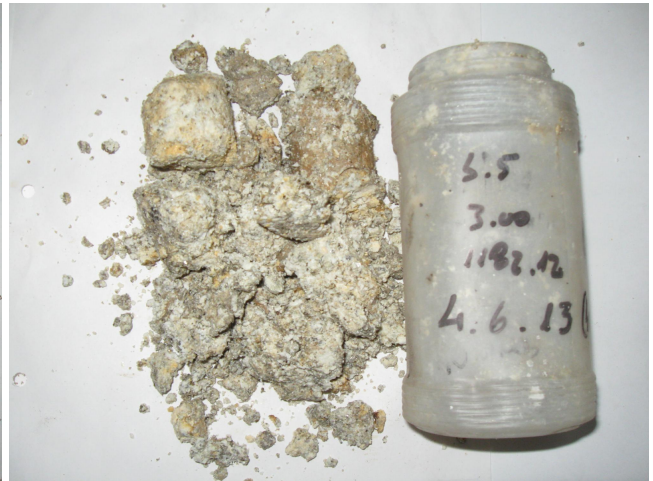
P: 176072.0

COTA: 102.2

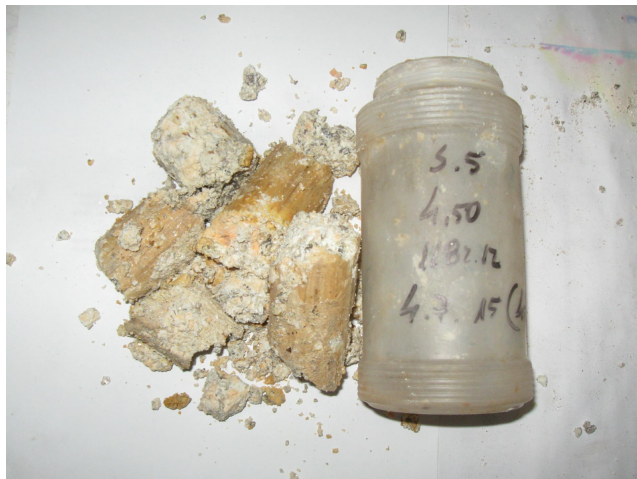
(DATUM 73)



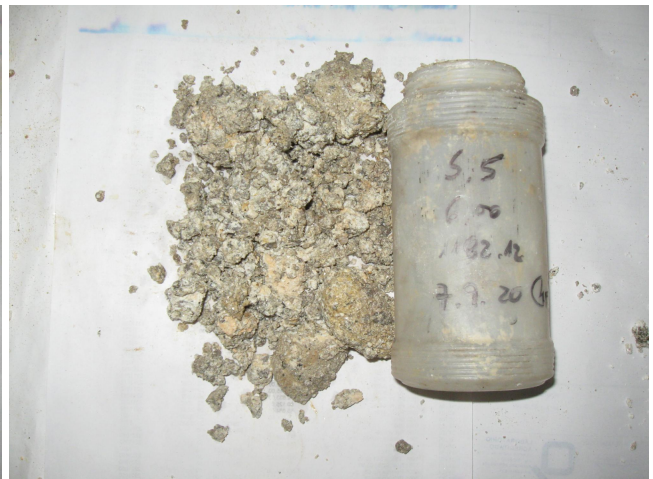
SPT 1.5 m



SPT 3.0 m



SPT 4.5 m



SPT 6.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
 Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
 LOCAL: Maia  
 CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
 INÍCIO: 12 Set 2012  
 TÉRMINO: 12 Set 2012

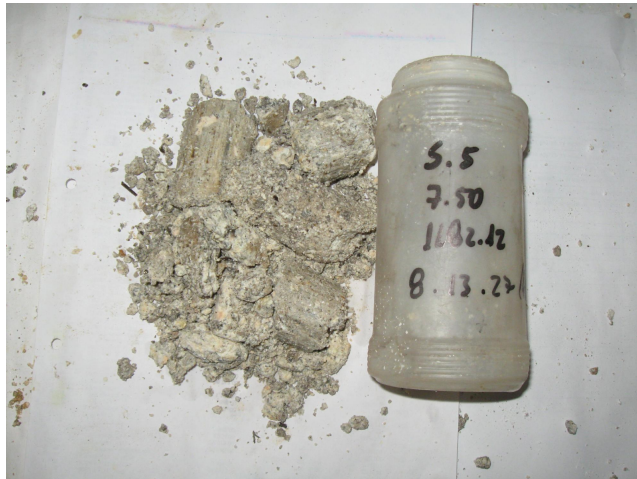
**S5**

COORDENADAS M: -36135.0

P: 176072.0

COTA: 102.2

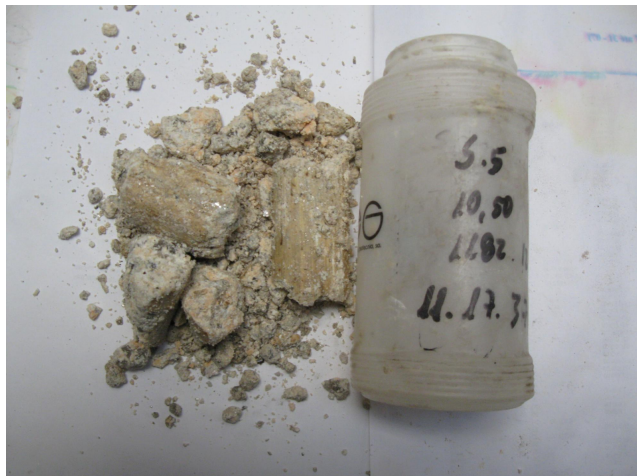
(DATUM 73)



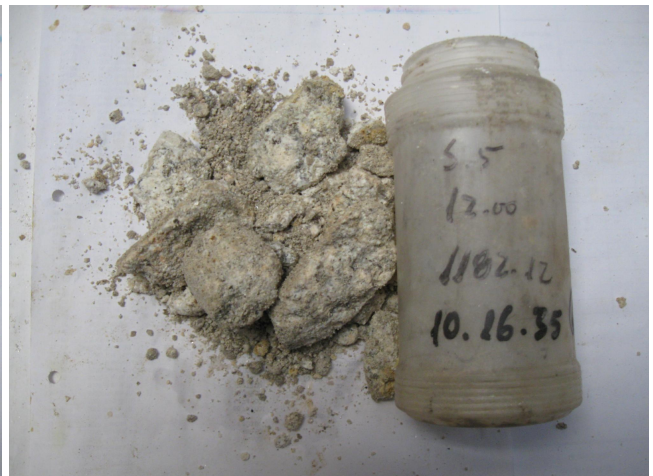
SPT 7.5 m



SPT 9.0 m



SPT 10.5 m



SPT 12.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 12 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

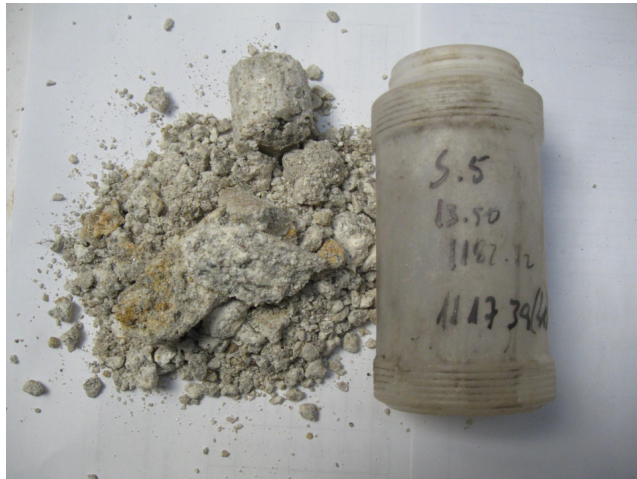
**S5**

COORDENADAS M: -36135.0

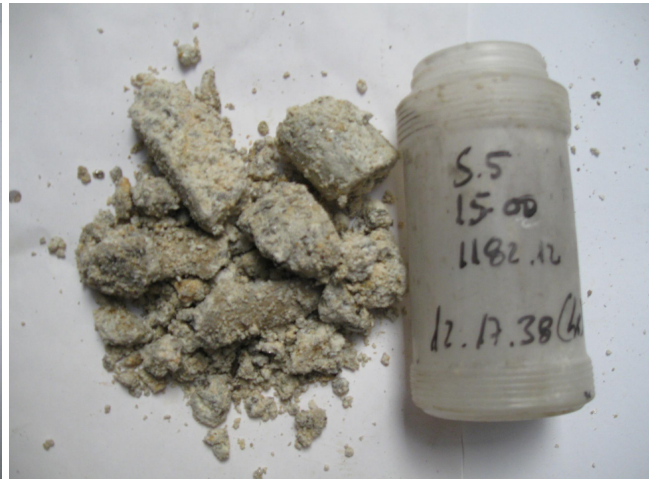
P: 176072.0

COTA: 102.2

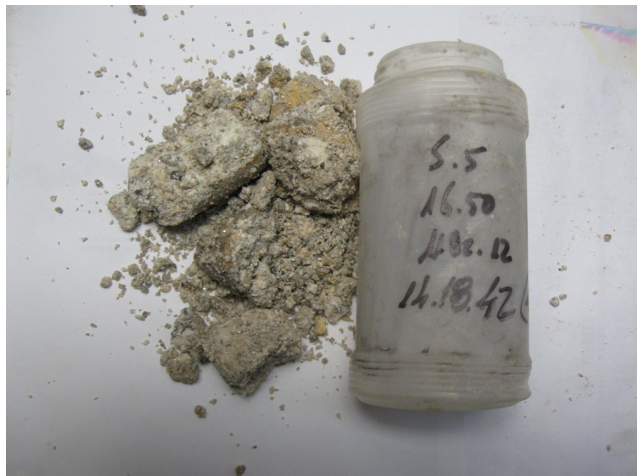
(DATUM 73)



SPT 13.5 m



SPT 15.0 m



SPT 16.5 m



SPT 18.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 12 Set 2012  
TÉRMINO: 12 Set 2012

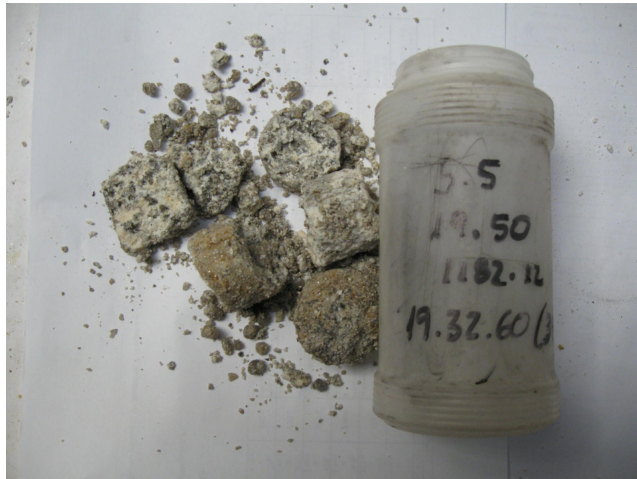
S5

COORDENADAS M: -36135.0

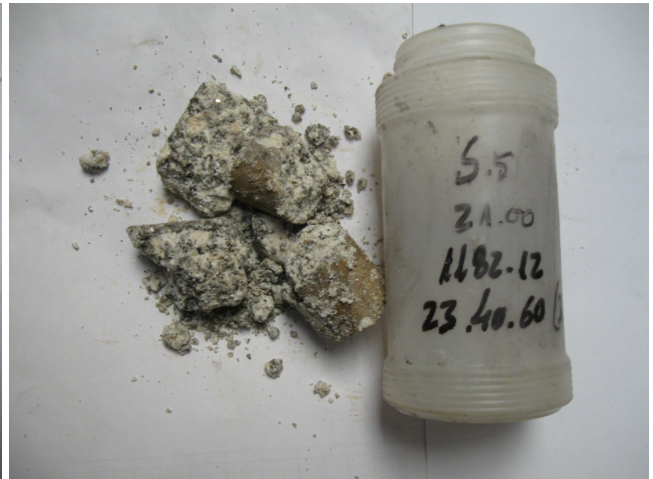
P: 176072.0

COTA: 102.2

(DATUM 73)



SPT 19.5 m



SPT 21.0 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 13 Set 2012  
TÉRMINO: 13 Set 2012

**S7**

COORDENADAS M: -36156.0

P: 175992.0

COTA: 101.3

(DATUM 73)

Diâmetro: 0 m - 1.5 m = 101 mm; 1.5 m - 19.5 m = 84 mm  
Revestimento: 0 m - 21 m = 98 mm  
Comprimento: 19.5 m  
Inclinação: 90 °  
Equipamento: Atlas Copco A-32  
Tipo de Sond.: Rotação

Comp.	(%)	Simb.	Descrição:	Unid.	Grau	Grau	Ensaios S.P.T.	Nível
Esc:1/200 Cota(m)	R.Q.D. ■ Recup. ■	(LNEC- -E220)	(LNEC E-219) (LNEC E-239)	Litol.	Alter. (ISRM)	Frac. (ISRM)	(1ª)   (2ª+3ª fase) [Pen]	Água (m)
1 (100.3)			Aterro e solos orgânicos.				(5) (6+4)	
2 (99.3)			Solo residual granítico, caulinizado, medianamente compacto, recuperado como material silto-argiloso, esbranquiçado.				(7) (9+10)	[30]
3 (98.3)							(10) (14+19)	[30]
4 (97.3)							(13) (17+19)	[30]
5 (96.3)							(12) (17+19)	[30]
6 (95.3)							(13) (17+21)	[30]
7 (94.3)							(12) (17+19)	[30]
8 (93.3)							(13) (17+21)	[30]
9 (92.3)							(10) (18+24)	[30]
10 (91.3)							(12) (19+27)	[30]
11 (90.3)				Solo residual granítico, compacto, recuperado como material areno-argiloso de granulometria média, acastanhado por vezes esbranquiçado.				(11) (18+24)
12 (89.3)							(16) (20+28)	[30]
13 (88.3)			Solo residual granítico, compacto, recuperado como material areno-argiloso, cinzento esbranquiçado.				(23) (34+26)	[30]
14 (87.3)							(36) (60+0)	[23]
15 (86.3)			Maciço granítico decomposto, acinzentado.		w5		(40) (60+0)	[13]
16 (85.3)								[9]
17 (84.3)			Maciço granítico decomposto a muito alterado, acastanhado.		w5-4			
18 (83.3)								
19 (82.3)								
20 (81.3)								
21 (80.3)								
22 (79.3)								
23 (78.3)								
24 (77.3)								
25 (76.3)								
26 (75.3)								
27 (74.3)								
28 (73.3)								
29 (72.3)								
30 (71.3)								
31 (70.3)								
32 (69.3)								
33 (68.3)								

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 13 Set 2012  
TÉRMINO: 13 Set 2012

**S7**

COORDENADAS M: -36156.0

P: 175992.0

COTA: 101.3

(DATUM 73)



SPT 1.5 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 13 Set 2012  
TÉRMINO: 13 Set 2012

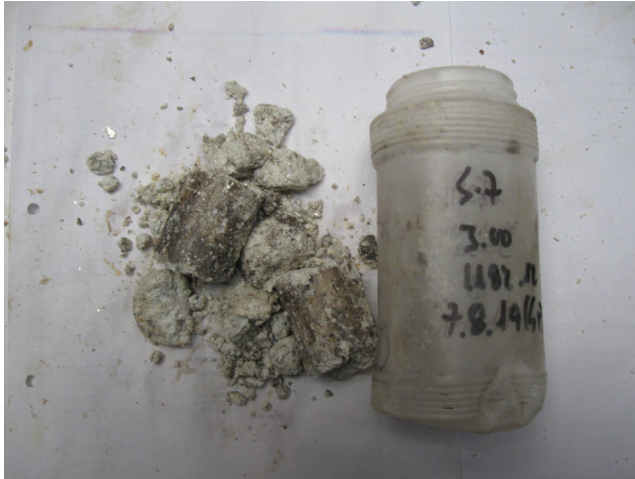
S7

COORDENADAS M: -36156.0

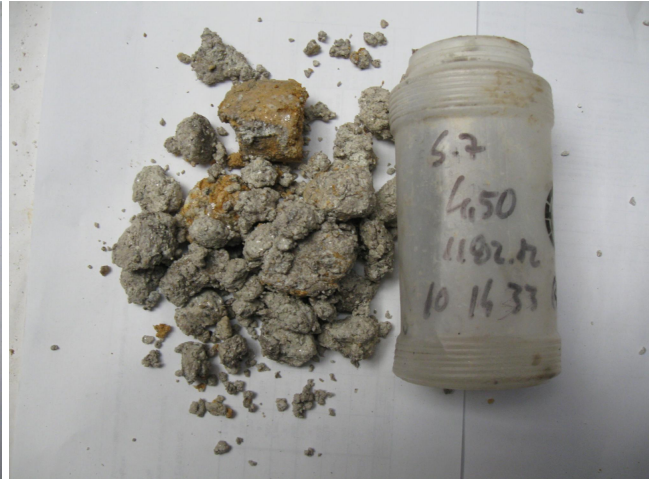
P: 175992.0

COTA: 101.3

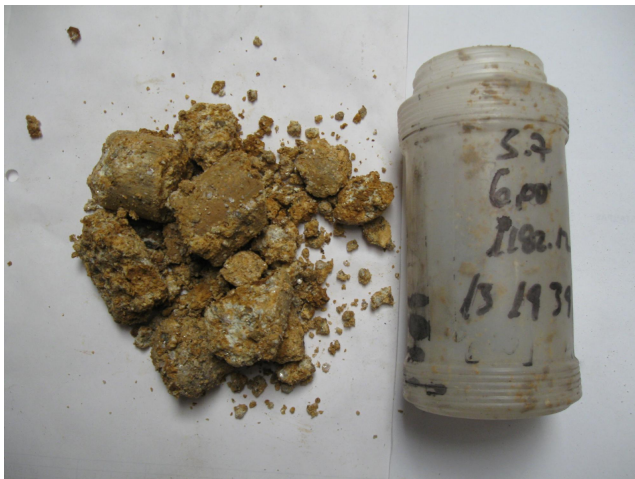
(DATUM 73)



SPT 3.0 m



SPT 4.5 m



SPT 6.0 m



SPT 7.5 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 13 Set 2012  
TÉRMINO: 13 Set 2012

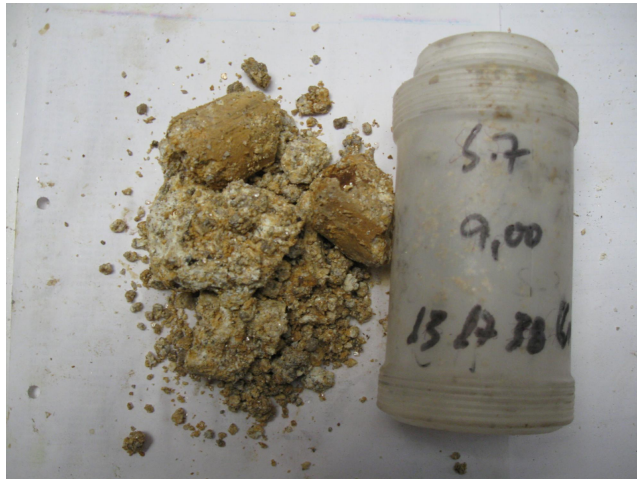
**S7**

COORDENADAS M: -36156.0

P: 175992.0

COTA: 101.3

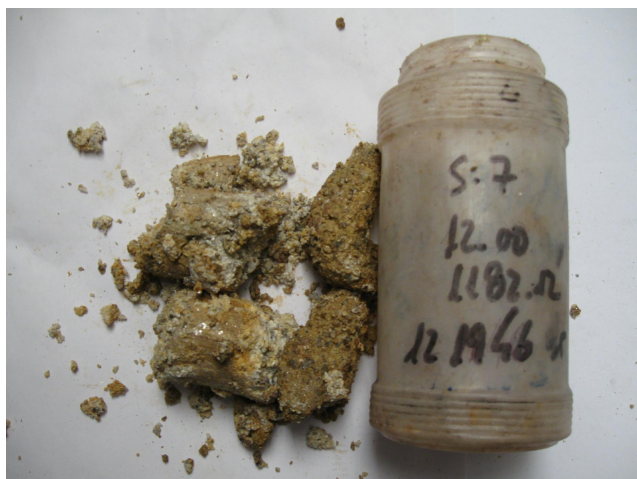
(DATUM 73)



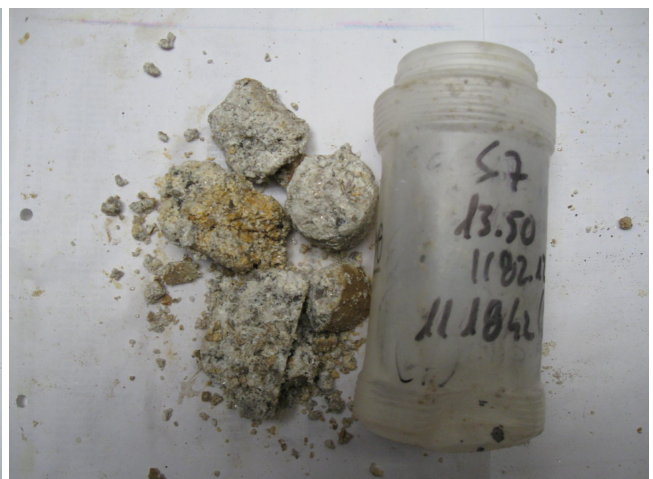
SPT 9.0 m



SPT 10.5 m



SPT 12.0 m



SPT 13.5 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 13 Set 2012  
TÉRMINO: 13 Set 2012

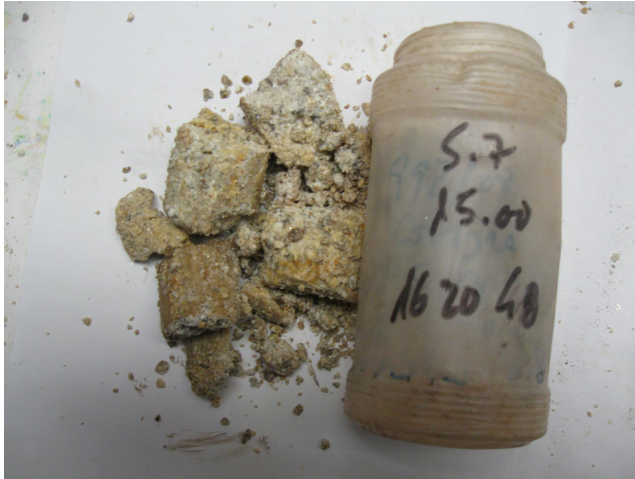
S7

COORDENADAS M: -36156.0

P: 175992.0

COTA: 101.3

(DATUM 73)



SPT 15.0 m



SPT 16.5 m



SPT 18.0 m



SPT 19.5 m

OBSERVAÇÕES:

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

## ENSAIOS “IN-SITU” - DPSH’S

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 18 Sep 2012  
TÉRMINO: 18 Sep 2012

**DPSH2**

COORDENADAS M: -36136.0

P: 176101.0

COTA: 100.7

(DATUM 73)

Profundidade máxima do ensaio: 24.0 m

Avanço unitário: 20 cm

Peso do Martelo: 64 kg

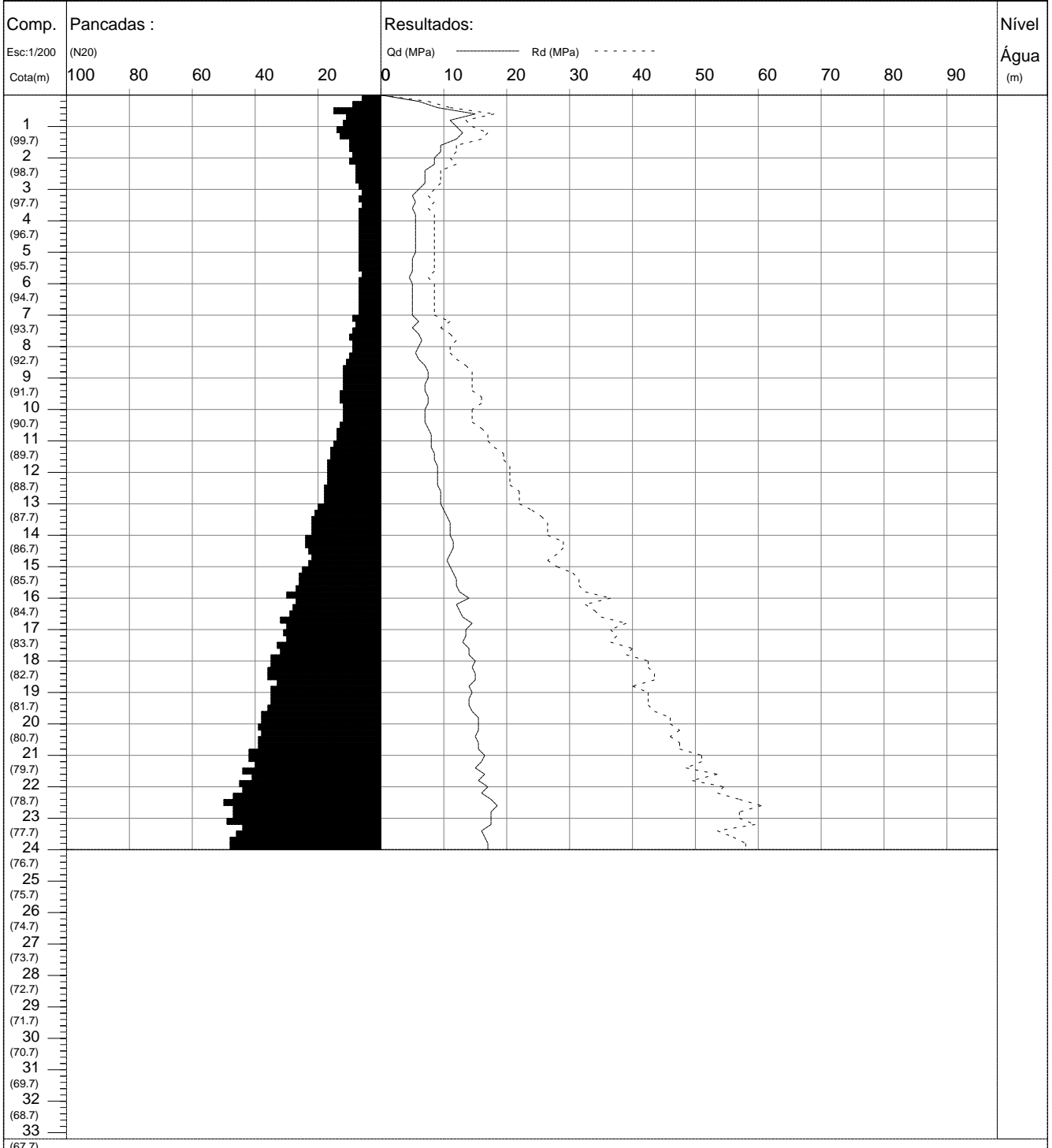
Altura de Queda: 75 cm

Peso do batente + vara guia + ponteira: 13 kg

Secção de ponteira: 20 cm<sup>2</sup>

Peso das Varas: 6 kg

Comprimento das varas: 1 m



OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins

LOCAL: Maia

CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12

INÍCIO: 18 Sep 2012

TÉRMINO: 18 Sep 2012

## DPSH2

COORDENADAS M: -36136.0

P: 176101.0

COTA: 100.7

(DATUM 73)



Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)
0.2	6	7.27	6.04	4.2	7	8.48	5.36	8.2	9	10.91	5.56	12.2	17	20.61	8.81
0.4	9	10.91	9.05	4.4	7	8.48	5.36	8.4	10	12.12	6.18	12.4	17	20.61	8.81
0.6	15	18.18	15.09	4.6	7	8.48	5.36	8.6	11	13.33	6.80	12.6	18	21.82	9.33
0.8	11	13.33	11.07	4.8	7	8.48	5.36	8.8	12	14.54	7.42	12.8	18	21.82	9.33
1.0	12	14.54	12.07	5.0	7	8.48	5.36	9.0	12	14.54	7.42	13.0	18	21.82	9.33
1.2	14	16.97	13.06	5.2	7	8.48	5.06	9.2	12	14.54	7.08	13.2	20	24.24	9.96
1.4	13	15.76	12.13	5.4	7	8.48	5.06	9.4	12	14.54	7.08	13.4	21	25.45	10.46
1.6	10	12.12	9.33	5.6	7	8.48	5.06	9.6	13	15.76	7.67	13.6	22	26.67	10.96
1.8	10	12.12	9.33	5.8	6	7.27	4.34	9.8	13	15.76	7.67	13.8	22	26.67	10.96
2.0	9	10.91	8.40	6.0	7	8.48	5.06	10.0	12	14.54	7.08	14.0	22	26.67	10.96
2.2	10	12.12	8.70	6.2	7	8.48	4.79	10.2	12	14.54	6.77	14.2	24	29.09	11.51
2.4	8	9.70	6.96	6.4	7	8.48	4.79	10.4	12	14.54	6.77	14.4	24	29.09	11.51
2.6	8	9.70	6.96	6.6	7	8.48	4.79	10.6	13	15.76	7.33	14.6	23	27.88	11.03
2.8	8	9.70	6.96	6.8	7	8.48	4.79	10.8	14	16.97	7.89	14.8	22	26.67	10.55
3.0	7	8.48	6.09	7.0	7	8.48	4.79	11.0	14	16.97	7.89	15.0	23	27.88	11.03
3.2	6	7.27	4.89	7.2	9	10.91	5.85	11.2	15	18.18	8.10	15.2	25	30.30	11.56
3.4	7	8.48	5.70	7.4	8	9.70	5.20	11.4	16	19.39	8.64	15.4	26	31.51	12.02
3.6	6	7.27	4.89	7.6	9	10.91	5.85	11.6	16	19.39	8.64	15.6	26	31.51	12.02
3.8	7	8.48	5.70	7.8	10	12.12	6.50	11.8	17	20.61	9.18	15.8	27	32.73	12.48
4.0	7	8.48	5.70	8.0	9	10.91	5.85	12.0	17	20.61	9.18	16.0	30	36.36	13.87

OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 18 Sep 2012  
TÉRMINO: 18 Sep 2012

DPSH2

COORDENADAS M: -36136.0

P: 176101.0

COTA: 100.7

(DATUM 73)



Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)
16.2	27	32.73	12.05	20.2	39	47.27	15.28
16.4	28	33.94	12.49	20.4	38	46.06	14.88
16.6	29	35.15	12.94	20.6	39	47.27	15.28
16.8	32	38.79	14.28	20.8	39	47.27	15.28
17.0	30	36.36	13.39	21.0	42	50.91	16.45
17.2	31	37.57	13.37	21.2	42	50.91	15.96
17.4	30	36.36	12.94	21.4	40	48.48	15.20
17.6	33	39.100	14.23	21.6	44	53.33	16.72
17.8	32	38.79	13.80	21.8	41	49.69	15.58
18.0	35	42.42	15.09	22.0	45	54.54	17.10
18.2	35	42.42	14.60	22.2	44	53.33	16.24
18.4	36	43.63	15.02	22.4	47	56.97	17.35
18.6	36	43.63	15.02	22.6	50	60.60	18.46
18.8	33	39.100	13.77	22.8	47	56.97	17.35
19.0	35	42.42	14.60	23.0	47	56.97	17.35
19.2	35	42.42	14.14	23.2	49	59.39	17.58
19.4	35	42.42	14.14	23.4	44	53.33	15.79
19.6	36	43.63	14.54	23.6	46	55.76	16.51
19.8	38	46.06	15.35	23.8	48	58.18	17.22
20.0	38	46.06	15.35	24.0	48	58.18	17.22

OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

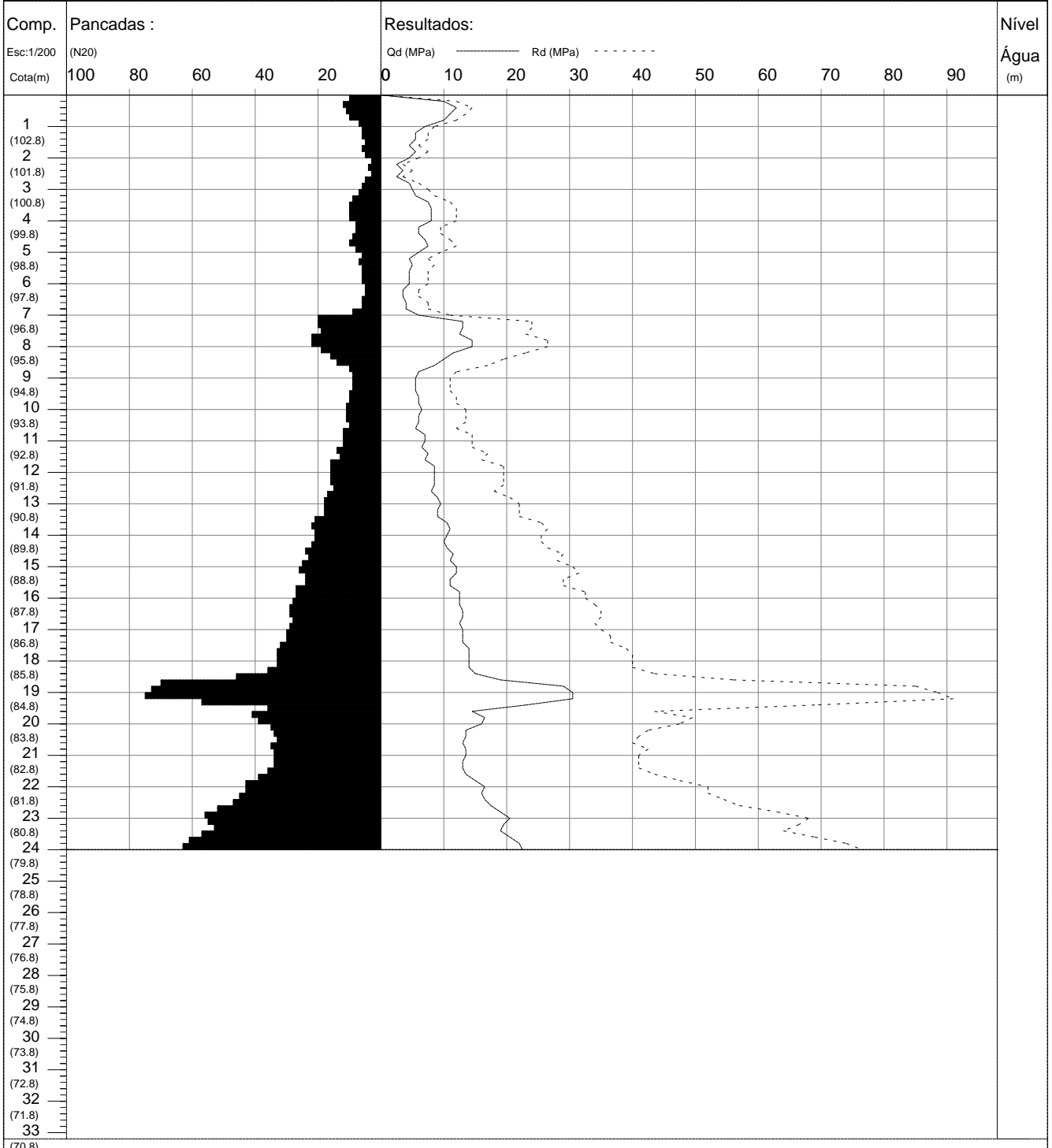
PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 17 Sep 2012  
TÉRMINO: 17 Sep 2012

**DPSH4**

COORDENADAS M: -36185.0 P: 176069.0 COTA: 103.8 (DATUM 73)

Profundidade máxima do ensaio: 24.0 m Avanço unitário: 20 cm  
Peso do Martelo: 64 kg Altura de Queda: 75 cm  
Peso do batente + vara guia + ponteira: 13 kg Secção de ponteira: 20 cm<sup>2</sup>  
Peso das Varas: 6 kg Comprimento das varas: 1 m



OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO POR:	J.Ralha
VERIFICADO POR:	

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 17 Sep 2012  
TÉRMINO: 17 Sep 2012

**DPSH4**

COORDENADAS M: -36185.0

P: 176069.0

COTA: 103.8

(DATUM 73)



Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)
0.2	10	12.12	10.06	4.2	8	9.70	6.13	8.2	19	23.03	11.75	12.2	16	19.39	8.29
0.4	12	14.54	12.07	4.4	8	9.70	6.13	8.4	16	19.39	9.89	12.4	16	19.39	8.29
0.6	11	13.33	11.07	4.6	9	10.91	6.89	8.6	14	16.97	8.65	12.6	15	18.18	7.77
0.8	10	12.12	10.06	4.8	10	12.12	7.66	8.8	10	12.12	6.18	12.8	17	20.61	8.81
1.0	7	8.48	7.04	5.0	8	9.70	6.13	9.0	9	10.91	5.56	13.0	18	21.82	9.33
1.2	6	7.27	5.60	5.2	6	7.27	4.34	9.2	9	10.91	5.31	13.2	18	21.82	8.97
1.4	6	7.27	5.60	5.4	7	8.48	5.06	9.4	9	10.91	5.31	13.4	18	21.82	8.97
1.6	5	6.06	4.66	5.6	6	7.27	4.34	9.6	10	12.12	5.90	13.6	21	25.45	10.46
1.8	6	7.27	5.60	5.8	6	7.27	4.34	9.8	10	12.12	5.90	13.8	22	26.67	10.96
2.0	5	6.06	4.66	6.0	6	7.27	4.34	10.0	11	13.33	6.49	14.0	21	25.45	10.46
2.2	3	3.64	2.61	6.2	5	6.06	3.42	10.2	11	13.33	6.20	14.2	21	25.45	10.07
2.4	4	4.85	3.48	6.4	5	6.06	3.42	10.4	11	13.33	6.20	14.4	22	26.67	10.55
2.6	3	3.64	2.61	6.6	6	7.27	4.10	10.6	10	12.12	5.64	14.6	24	29.09	11.51
2.8	5	6.06	4.35	6.8	6	7.27	4.10	10.8	12	14.54	6.77	14.8	23	27.88	11.03
3.0	6	7.27	5.22	7.0	9	10.91	6.16	11.0	12	14.54	6.77	15.0	25	30.30	11.99
3.2	7	8.48	5.70	7.2	20	24.24	12.99	11.2	12	14.54	6.48	15.2	26	31.51	12.02
3.4	9	10.91	7.33	7.4	20	24.24	12.99	11.4	14	16.97	7.56	15.4	24	29.09	11.09
3.6	10	12.12	8.14	7.6	19	23.03	12.34	11.6	13	15.76	7.02	15.6	24	29.09	11.09
3.8	10	12.12	8.14	7.8	22	26.67	14.29	11.8	16	19.39	8.64	15.8	27	32.73	12.48
4.0	10	12.12	8.14	8.0	22	26.67	14.29	12.0	16	19.39	8.64	16.0	27	32.73	12.48

OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 17 Sep 2012  
TÉRMINO: 17 Sep 2012

**DPSH4**

COORDENADAS M: -36185.0

P: 176069.0

COTA: 103.8

(DATUM 73)



Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)
16.2	28	33.94	12.49	20.2	35	42.42	13.71
16.4	29	35.15	12.94	20.4	34	41.21	13.32
16.6	29	35.15	12.94	20.6	33	39.100	12.93
16.8	28	33.94	12.49	20.8	35	42.42	13.71
17.0	29	35.15	12.94	21.0	34	41.21	13.32
17.2	30	36.36	12.94	21.2	34	41.21	12.92
17.4	30	36.36	12.94	21.4	34	41.21	12.92
17.6	32	38.79	13.80	21.6	36	43.63	13.68
17.8	33	39.100	14.23	21.8	39	47.27	14.82
18.0	33	39.100	14.23	22.0	43	52.12	16.34
18.2	33	39.100	13.77	22.2	43	52.12	15.87
18.4	36	43.63	15.02	22.4	45	54.54	16.61
18.6	46	55.76	19.19	22.6	47	56.97	17.35
18.8	70	84.84	29.20	22.8	52	63.03	19.20
19.0	73	88.48	30.45	23.0	56	67.88	20.67
19.2	75	90.90	30.30	23.2	55	66.66	19.73
19.4	57	69.09	23.03	23.4	53	64.24	19.02
19.6	36	43.63	14.54	23.6	57	69.09	20.45
19.8	41	49.69	16.56	23.8	61	73.94	21.89
20.0	39	47.27	15.76	24.0	63	76.36	22.61

OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 18 Sep 2012  
TÉRMINO: 18 Sep 2012

**DPSH6**

COORDENADAS M: -36158.0

P: 176022.0

COTA: 102.0

(DATUM 73)

Profundidade máxima do ensaio: 13.8 m

Avanço unitário: 20 cm

Peso do Martelo: 64 kg

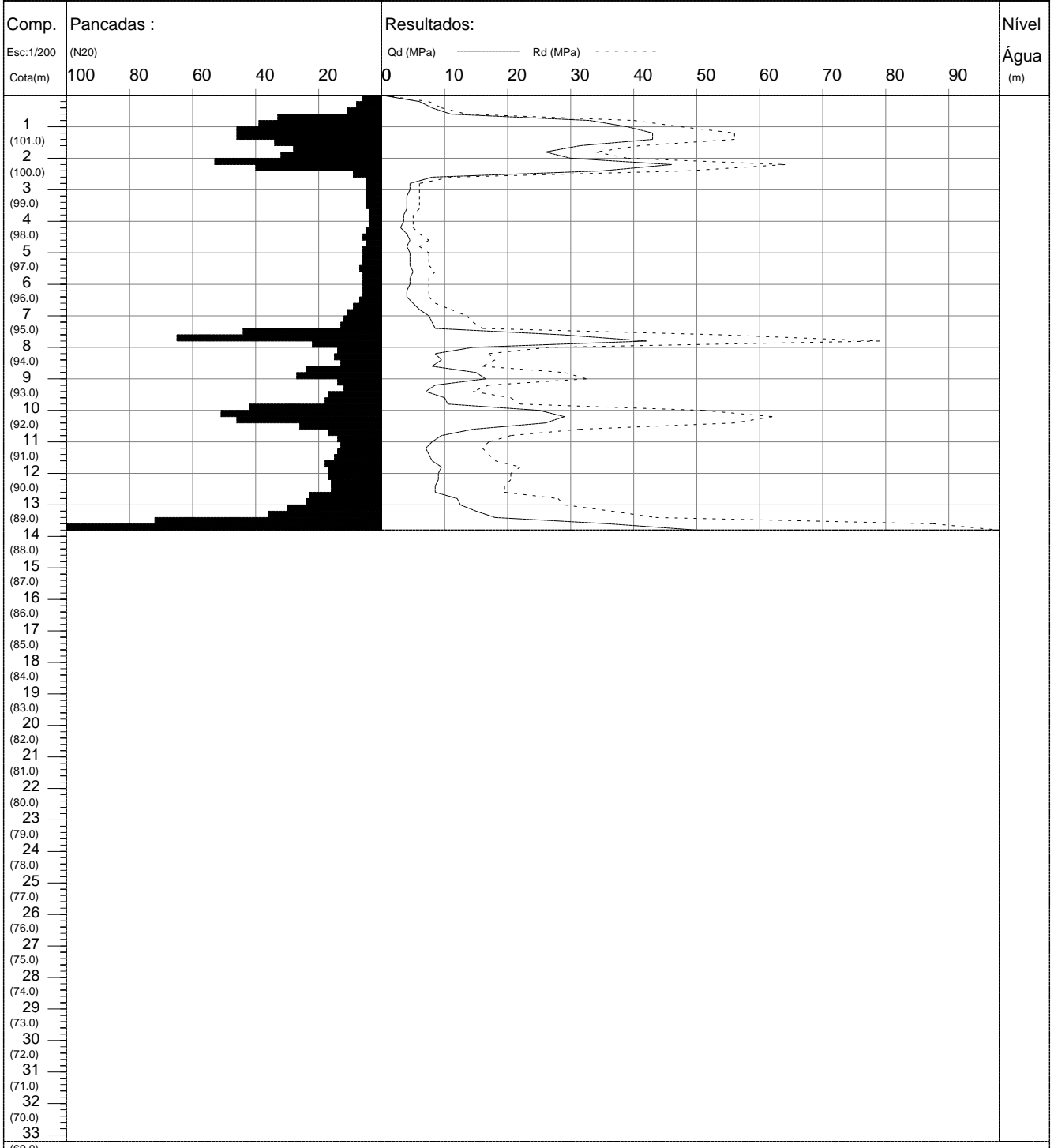
Altura de Queda: 75 cm

Peso do batente + vara guia + ponteira: 13 kg

Secção de ponteira: 20 cm<sup>2</sup>

Peso das Varas: 6 kg

Comprimento das varas: 1 m



OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO  
POR:

J.Ralha

VERIFICADO  
POR:

PROJECTO: SOGENAVE  
Terreno contíguo em S.Pedro de Afins  
LOCAL: Maia  
CLIENTE: Humberto Malojo, Arqº

OBRA: 1182.12  
INÍCIO: 18 Sep 2012  
TÉRMINO: 18 Sep 2012

**DPSH6**

COORDENADAS M: -36158.0

P: 176022.0

COTA: 102.0

(DATUM 73)



Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)	Prof. (m)	Num. Pancadas	Rd (MPa)	Qd (MPa)
0.2	6	7.27	6.04	4.2	4	4.85	3.06	8.2	14	16.97	8.65	12.2	17	20.61	8.81
0.4	8	9.70	8.05	4.4	5	6.06	3.83	8.4	15	18.18	9.27	12.4	16	19.39	8.29
0.6	11	13.33	11.07	4.6	6	7.27	4.60	8.6	13	15.76	8.04	12.6	16	19.39	8.29
0.8	33	39.100	33.20	4.8	5	6.06	3.83	8.8	24	29.09	14.84	12.8	23	27.88	11.92
1.0	39	47.27	39.24	5.0	6	7.27	4.60	9.0	27	32.73	16.69	13.0	24	29.09	12.44
1.2	46	55.76	42.91	5.2	6	7.27	4.34	9.2	14	16.97	8.26	13.2	30	36.36	14.94
1.4	46	55.76	42.91	5.4	6	7.27	4.34	9.4	12	14.54	7.08	13.4	36	43.63	17.93
1.6	34	41.21	31.72	5.6	7	8.48	5.06	9.6	17	20.61	10.03	13.6	72	87.27	35.87
1.8	28	33.94	26.12	5.8	6	7.27	4.34	9.8	18	21.82	10.62	13.8	100	121.21	49.82
2.0	32	38.79	29.85	6.0	6	7.27	4.34	10.0	42	50.91	24.77				
2.2	53	64.24	46.09	6.2	6	7.27	4.10	10.2	51	61.82	28.76				
2.4	40	48.48	34.79	6.4	6	7.27	4.10	10.4	46	55.76	25.94				
2.6	9	10.91	7.83	6.6	7	8.48	4.79	10.6	26	31.51	14.66				
2.8	5	6.06	4.35	6.8	9	10.91	6.16	10.8	17	20.61	9.59				
3.0	5	6.06	4.35	7.0	11	13.33	7.53	11.0	14	16.97	7.89				
3.2	5	6.06	4.07	7.2	12	14.54	7.79	11.2	13	15.76	7.02				
3.4	5	6.06	4.07	7.4	13	15.76	8.44	11.4	14	16.97	7.56				
3.6	5	6.06	4.07	7.6	44	53.33	28.58	11.6	15	18.18	8.10				
3.8	4	4.85	3.26	7.8	65	78.78	42.22	11.8	18	21.82	9.72				
4.0	4	4.85	3.26	8.0	22	26.67	14.29	12.0	17	20.61	9.18				

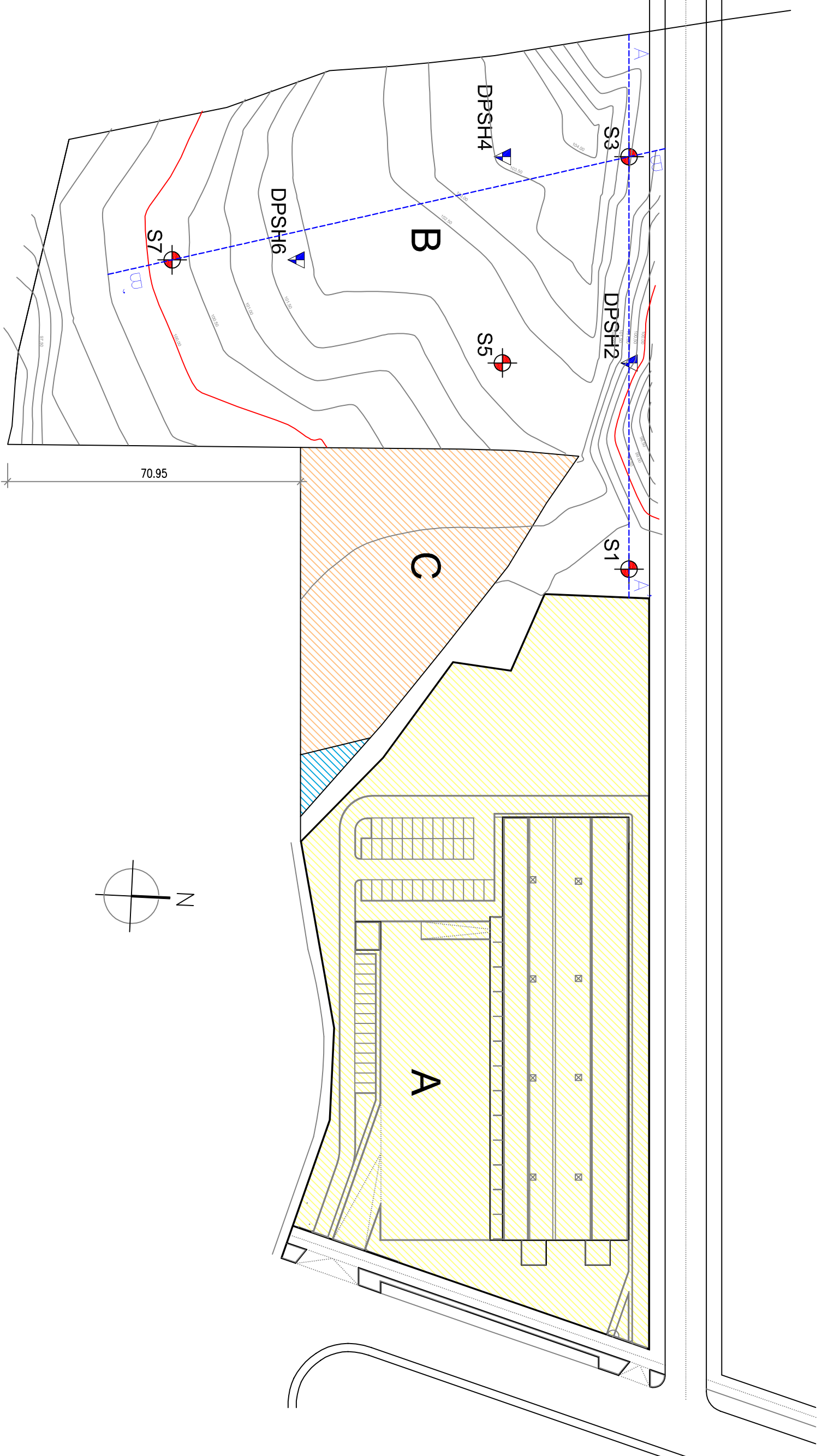
OBSERVAÇÕES: No último avanço unitário penetrou 0 cm

REALIZADO POR:

J.Ralha

VERIFICADO POR:

## PEÇAS DESENHADAS



Legenda:



- Sondagem mecânica



- Ensaio DPSH

--- Corte Geológico-Geotécnico



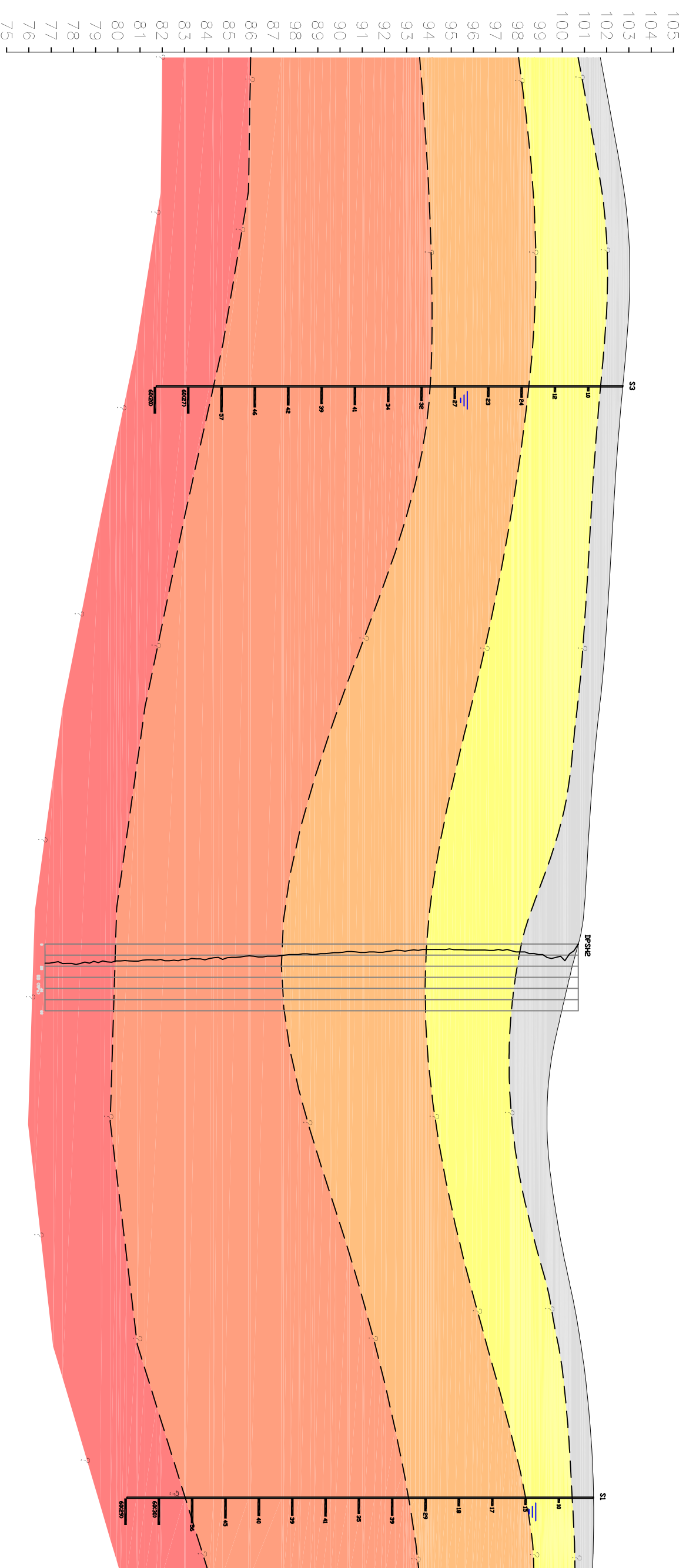
ENTIDADE



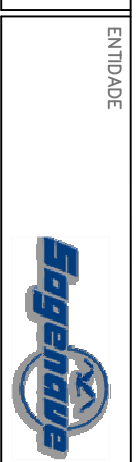
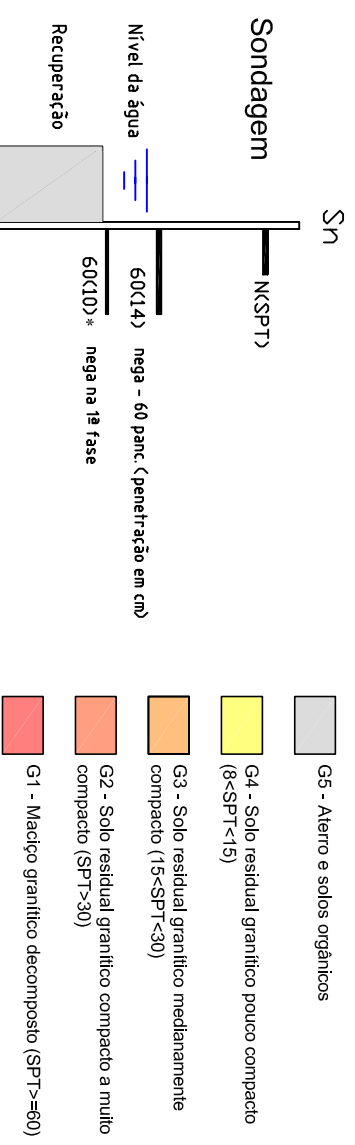
1

PRO.	SOGENAVE – Terreno contíguo em S. Pedro de Afins	ESCALA	DATA
DES.	Localização das Sondagens	1/100	Set 2012
JRatão, Eng.		SUBST. DES. N	

# Corte A--A'



## LEGENDA:

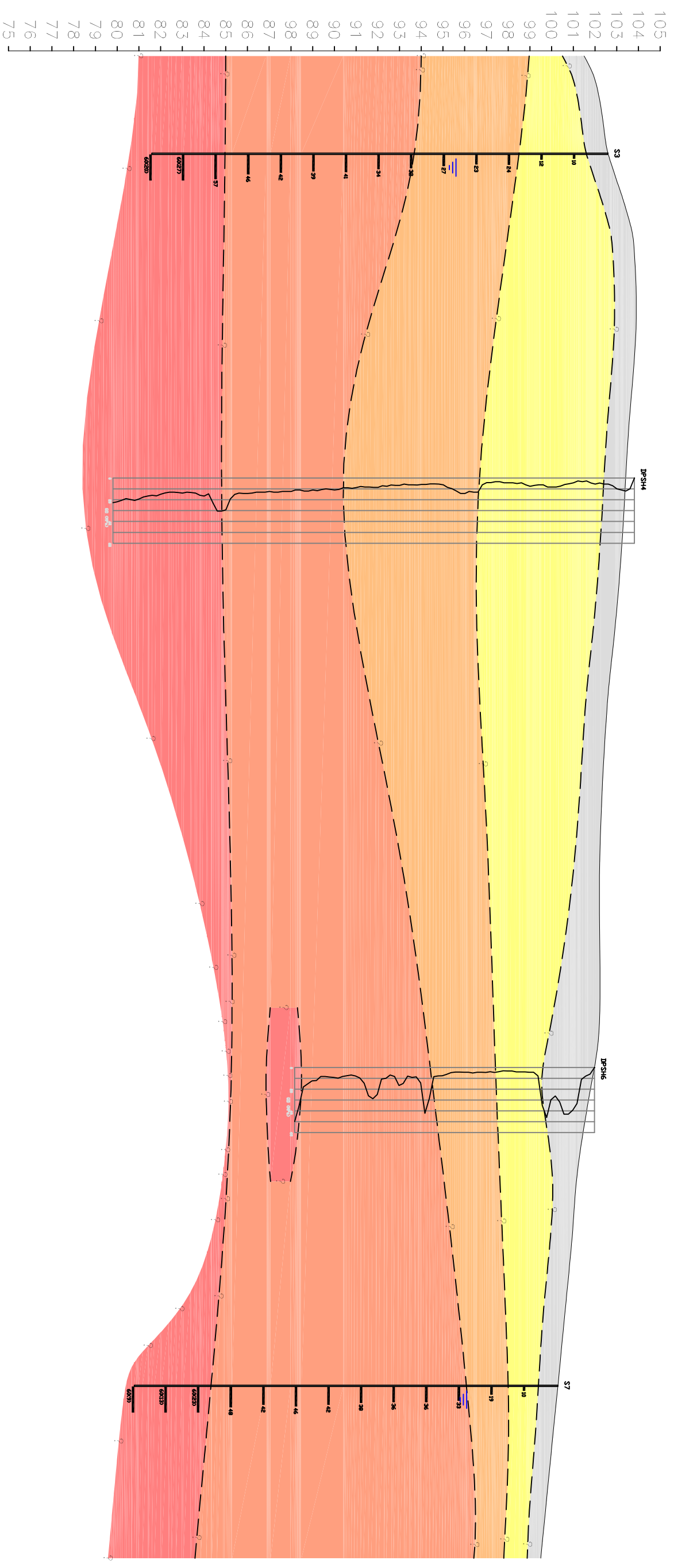


2

1182.12



PRO.	SOGENAVE – Terreno contíguo em S. Pedro de Afins	ESCALA	DATA
DES.	Járcino, Eng.	H: 1/400 V: 1/200	Set 2012
Perfil Geológico–geotécnico		SUBST. DES. N	

# Corte B-B'



LEGENDA:

- Sondagem**
- Sn
- NKSP17
- 60(14) nega - 60 panc. (penetração em cm)
- 60(10)\* nega na 1ª fase
- Recuperação
- G5 - Aterro e solos orgânicos
  - G4 - Solo residual granítico pouco compacto (8<SPT<15)
  - G3 - Solo residual granítico medianamente compacto (15<SPT<30)
  - G2 - Solo residual granítico compacto a muito compacto (SPT>30)
  - G1 - Maciço granítico decomposto (SPT>=60)

	ENTIDADE		<div style="border: 2px solid black; padding: 5px; font-size: 24px; color: blue; text-align: center;">3</div>
	SOGENAVE – Terreno contíguo em S. Pedro de Afins Moita		
PRO. DES. J. Araújo, Eng.	Perfil Geológico-geotécnico		SUBST. DES. N