



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Reabilitação Estrutural de Pavimentos Aeronáuticos em Betão Pré-esforçado

Rodolfo Guilherme Nunes e Silva Arnaldo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Aeronáutica Militar
Especialidade de Engenharia de Aeródromos

Júri

Presidente: Professor Doutor Jorge Manuel Calico Lopes de Brito

Orientador: Professor Doutor Luís Guilherme de Picado Santos

Co-Orientador: Capitão Adelaide Catarina Franco Gaspar Paiva Gonçalves

Vogal: Professor Doutor José Manuel Coelho das Neves

Vogal: Tenente Luís Filipe Magalhães Pereira

Dezembro 2011

Resumo

Na presente dissertação de mestrado, avalia-se e dimensiona-se diferentes hipóteses de reabilitação estrutural das pistas da Base Aérea Nº11, cuja particularidade da sua estrutura, é a camada mais determinante ser em betão pré-esforçado.

No essencial, a dissertação comporta:

- A descrição dos tipos de pavimentos que se podem encontrar num aeródromo e os diferentes trens de aterragem comumente considerados;
- A descrição de alguns métodos de dimensionamento, tanto de pavimentos novos como de reforço, com maior expressão a nível mundial e escolha de um deles, para efectuar o estudo das pistas analisadas. Descreve-se também o método utilizado pela Força Aérea Portuguesa, para análise de pavimentos, com o objectivo de se estabelecer um termo de comparação;
- De modo a se efectuar um cálculo coerente com as condições actuais da pista, faz-se a sua caracterização, apresenta-se o seu dimensionamento original, em 1962, e o processo construtivo que a originou. Analisa-se ainda os ensaios efectuados à pista, nos anos de 2003 e 2009, que levaram à elaboração do modelo estrutural do pavimento;
- Descreve-se a adopção do tráfego civil e militar que se considerou para os próximos 20 anos (vida útil expectável) de operação da pista, após a reabilitação;
- Descreve-se o dimensionamento de quatro hipóteses de reabilitação estrutural, segundo os métodos descritos, nomeadamente o mais recente método da *Federal Aviation Administration*, comparando-se essas hipóteses com situações análogas, mas usando o método geralmente utilizado pela Força Aérea Portuguesa;
- É ainda descrita a previsão dos custos de ciclo de vida das hipóteses de reabilitação consideradas, seguindo o método da *Federal Aviation Administration*.

Por fim, são apresentadas as principais conclusões retiradas no âmbito do estudo efectuado, sugerindo-se ainda desenvolvimentos futuros de aperfeiçoamento das abordagens usadas.

Palavras-chave: Pavimentos; Pré-esforçado; Reabilitação Estrutural; Método da FAA; Custo de vida útil.

Abstract

In the present master thesis, different structural rehabilitation hypotheses are evaluated and designed for Air Base N.º 11 runways, whose structure special feature is the prestressed concrete slabs.

In essence, the thesis holds:

- Description of pavement types usually found in airfields and the different landing gears commonly considered;
- Description of some design methods, both for new and overlaid pavements, of greater relevance, and adoption of one to analyze the runways in study. Also the pavement design method used by the Portuguese Air Force is described so a comparison can be made;
- In order to make a coherent design with the runway's present conditions, its characterization is made resorting to the presentation of its original design and construction, back in 1962. The tests done to the runway, in the years 2003 and 2009, which lead to the definition of the pavement's structural model are also analyzed;
- The civil and military air traffic considered for the next 20 years, after the rehabilitation takes place, are described in order to be considered in the designs;
- The design of four structural rehabilitation hypotheses are described, following the methods already mentioned including the most recent method of Federal Aviation Administration, comparing this hypotheses with similar situations, but using the Portuguese Air Force method;
- Also, a life cycle cost analyzes is done for the different rehabilitations considered, according to the Federal Aviation Administration method to do so.

Finally, the main conclusions of this study are presented and suggestions are made for further developments and improvement of used approaches.

Keywords: Pavements; Prestressed; Structural Rehabilitation; FAA Method; Life Cycle Cost Analysis.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço ao Professor Doutor Luís de Picado Santos, meu orientador, pela disponibilidade, mesmo em momentos de muito trabalho para o mesmo, pelos conhecimentos transmitidos e pelas críticas construtivas feitas ao longo da elaboração desta dissertação de mestrado.

À Capitã Engenheira de Aeródromos Adelaide Gonçalves, minha co-orientadora, pelos conselhos e motivação na fase inicial da dissertação, pela orientação e documentos facultados.

A todos os camaradas da Direcção de Infraestruturas pela camaradagem, apoio e interesse por esta dissertação, em especial ao Tenente João Barbosa pelo empenho em ajudar e disponibilidade sempre que necessário, e ao Coronel Joaquim Veloso pelo conhecimento e *inputs* transmitidos.

Agradeço também aos meus amigos e camaradas de curso pelo apoio e compreensão da minha ausência em momentos de confraternização, tanto durante a elaboração desta dissertação como durante momentos mais críticos do curso.

À minha família, um obrigado muito especial, pela preocupação no término atempado da dissertação e tentativa de compreensão dos problemas encontrados ao longo da elaboração deste documento. À minha sobrinha e afilhada Lara Miguel Arnaldo Marta, que sem saber, desempenhou um papel motivador importante ao longo de todo o trabalho.

À Flávia, pelo apoio tanto nos momentos menos inspirados como nos momentos de maior felicidade, pela compreensão e por me conseguir desbloquear quando o avanço do trabalho não era o desejado.

Por fim, agradeço a todos os intervenientes que, de uma forma ou de outra, contribuíram para que esta dissertação de mestrado se tornasse melhor.

Índice

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objectivos e Metodologia	1
1.3	Estrutura da Dissertação	1
2	ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTOS E METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO.....	3
2.1	Tipos de Pavimentos Aeroportuários.....	3
2.2	Configuração dos Trens de Aterragem.....	4
2.2.1	Número de Recobrimentos	6
2.3	Métodos de Dimensionamento.....	7
2.3.1	Dimensionamento de Pavimento Novo	7
2.3.1.1	Método do CBR	7
2.3.1.2	Método da Shell.....	10
2.3.1.3	Método da PCA	12
2.3.1.4	Método Canadiao	15
2.3.1.5	Método do PCASE.....	19
2.3.1.6	Método FAA.....	22
2.3.2	Dimensionamento de Reforços.....	24
2.3.2.1	Método da Shell.....	25
2.3.2.2	Método do PCASE.....	25
2.3.2.3	Método da FAA.....	26
2.4	Método Usado.....	26
3	CARACTERIZAÇÃO DA PISTA.....	29
3.1	Dimensionamento de Projecto (1961)	29
3.1.1	Aeronave crítica de projecto	29
3.1.1.1	Cálculo da CERS.....	30
3.1.2	Capacidade de carga dos pavimentos (LCN)	32
3.1.3	Solução construtiva adoptada.....	33
3.1.3.1	Tensões em lajes de betão de cimento.....	33
3.1.3.2	Cálculo das tensões da "Carga de Trânsito" para a Laje Pré-esforçada	35
3.1.3.3	Combinações de Tensões e Verificação da segurança do betão	38

3.2	Processo construtivo (sistema KA)	38
3.2.1	Características do Leito de Pré-esforço HHS	39
3.2.2	Descrição do processo do Leito de Pré-esforço HHS.....	39
3.2.2.1	Pré-esforço Longitudinal.....	40
3.2.2.2	Pré-esforço Transversal	41
3.2.2.3	Dispositivos de Junta.....	41
3.2.2.4	Pré-esforço Parcial	44
3.3	Material Aplicado	45
3.3.1	Sub-Base	45
3.3.2	Base	46
3.3.3	Camada de Desgaste	46
3.3.3.1	Cimento.....	46
3.3.3.2	Areia.....	46
3.3.3.3	Brita.....	47
3.3.3.4	Água.....	47
3.3.3.5	Plastificantes.....	48
3.3.3.6	Composição da Camada de Desgaste.....	48
3.3.4	Aços de Pré-esforço.....	49
3.4	Execução das Lajes de Betão Pré-esforçado	49
3.4.1	Construção do Maciço de Encontro dos Leitos de Pré-esforço.....	49
3.4.2	Construção dos Blocos de Apoio da Juntas Intermédias.....	50
3.4.3	Construção de Mestras.....	51
3.4.4	Implantação dos Carris das Máquinas de Execução das Pistas.....	51
3.4.5	Construção da Camada de Deslizamento.....	52
3.4.6	Espalhamento de Papel Asfáltico	52
3.4.7	Colocação dos Cabos de Pré-esforço Longitudinal.....	52
3.4.8	Colocação das Juntas Intermédias	53
3.4.9	Pintura das Cofragens Laterais.....	53
3.4.10	Colocação dos Apoios das Bainhas Transversais.....	53
3.4.11	Aplicação de Tensão nos Cabos de Pré-esforço Longitudinal	54
3.4.12	Aplicação de Tacos para manter as Cotas dos Cabos.....	54
3.4.13	Colocação das Bainhas de Pré-esforço Transversal	54
3.4.14	Preparação dos Dispositivos das Juntas Intermédias.....	55

3.4.15	Betonagem das Lajes do Leito de Pré-esforço	55
3.4.16	Protecção das Lajes durante a Betonagem e Cura	56
3.4.17	Introdução do Pré-esforço Longitudinal.....	56
3.4.18	Remoção do Molde da Laje	58
3.4.19	Colocação dos Cabos de Pré-esforço Transversal	58
3.4.20	Introdução do Pré-esforço Transversal	58
3.5	Condições actuais da pista	58
3.5.1	Inspeção visual da superfície das pistas	59
3.5.2	Coeficiente de Atrito	59
3.5.3	Ensaio de carga com deflectómetro de impacto.....	60
3.5.4	Ensaio para avaliação do estado de tensão induzido nas lajes de betão por acção do pré-esforço.....	62
3.5.5	Ensaios com radar de prospecção	66
3.5.6	Sondagens à rotação	68
3.5.7	Sondagens à rotação e ensaios laboratoriais para caracterização das amostras recolhidas.....	69
3.6	Análise Estrutural dos Pavimentos.....	72
3.6.1	Estabelecimento do modelo de comportamento estrutural do pavimento	72
3.6.2	Determinação das tensões instaladas no betão devido à acção das temperaturas.....	74
3.6.2.1	Tensões devidas ao arrefecimento uniforme da laje.....	74
3.6.2.2	Tensões devidas a gradientes térmicos na laje	74
3.7	Classificação ACN/PCN	75
3.7.1	Generalidades.....	75
3.7.2	Classe de resistência da fundação.....	76
3.7.3	Critérios de dimensionamento.....	76
3.7.4	PCN da pista da BA11	77
4	DIMENSIONAMENTO DE SOLUÇÕES	79
4.1	Objectivos.....	79
4.1.1	Tráfego.....	79
4.1.1.1	Tráfego Civil.....	79
4.1.1.2	Tráfego Militar	82
4.2	Construção Nova	83
4.2.1	Novo Pavimento Rígido	83

4.2.2	Novo Pavimento Flexível	84
4.3	Reforço	86
4.3.1	Laje Equivalente	86
4.3.2	Reforço Rígido	87
4.3.3	Reforço Flexível	87
4.4	Comparação de resultados.....	88
4.5	Capacidade de Carga (PCN)	90
4.6	Análise Económica.....	92
5	CONCLUSÕES.....	97
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFIAS.....	99
	ANEXOS.....	103

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Distribuição de cargas nos pavimentos rígido e flexível [WAPA, 2011].	4
Figura 2.2 - Geometrias de trens de aterragens [FAA, 1995].	5
Figura 2.3 - Factor de deflexão F para cargas uniformes de raio a [USACE, 2001].	9
Figura 2.4 - Gráfico de transformação de descolagens em factores de repetição de carga (α_i) [USACE, 2001].	10
Figura 2.5 - Ábaco de dimensionamento da PCA para o modelo 62,63 do DC-8 [Packard, 1973].	13
Figura 2.6 - Quadro com as classificações de carga de diversas aeronaves [ICAO, 1983].	16
Figura 2.7 - Curvas de dimensionamento de pavimento flexível [ICAO, 1983].	16
Figura 2.8 - Espessura de protecção parcial ao congelamento [ICAO, 1983].	17
Figura 2.9 - Ábaco do módulo da capacidade de carga no topo da camada de base [ICAO, 1983].	18
Figura 2.10 - Curvas de dimensionamento de pavimento rígido [ICAO, 1983].	19
Figura 2.11 - Curva de dimensionamento utilizada pelo PCASE para pavimentos flexíveis [USACE, 2001].	20
Figura 2.12 - Curva de dimensionamento utilizada pelo PCASE para pavimentos rígidos [USACE, 2001].	22
Figura 2.13 - Gráfico para a determinação do factor Cr [USACE, 1994].	25
Figura 2.14 - Gráfico para a determinação do factor Cb [USACE, 1994].	25
Figura 3.1 - Ábaco para determinação da espessura de pavimento rígido [Veloso, 2002].	30
Figura 3.2 - Ábaco do factor de redução [Veloso, 2002].	32
Figura 3.3 - Ábaco para determinação do LCN.	33
Figura 3.4 - Gráfico do ensaio de placa de carga numa laje de betão pré-esforçado de 14 cm de espessura [Veloso, 2002].	36
Figura 3.5 - Princípio do processo de pré-esforço longitudinal.	40
Figura 3.6 - Diminuição da relaxação nos cabos de pré-esforço [Mello, 1962].	41
Figura 3.7 - Junta Tipo 1.	42
Figura 3.8 - Junta Tipo 2.	42
Figura 3.9 - Junta Tipo 3.	42
Figura 3.10 - Junta Tipo 4.	42
Figura 3.11 - Escalonamento das tensões no betão [Mello, 1962].	44
Figura 3.12 - Curva granulométrica da areia [Mello, 1962].	47
Figura 3.13 - Viga de suporte para as chapas de apoio.	50
Figura 3.14 - Secção transversal do bloco de apoio das juntas intermédias.	51
Figura 3.15 - Protocolo da sequência do corte dos cabos de pré-esforço no leito de pré-esforço n.º 2 [Mello, 1962].	57
Figura 3.16 - Identificação dos alinhamentos longitudinais ensaiados na pista principal e secundária.	66

Figura 3.17 - Identificação dos alinhamentos transversais ensaiados na pista principal e secundária.	67
Figura 3.18 - Identificação dos alinhamentos de ensaio, da 2ª Fase, nas pistas principal e secundária.	67
Figura 3.19 - Identificação dos locais da realização de sondagens à rotação com extracção de carotes.	68
Figura 3.20 - Representação esquemática da estrutura da laje de betão pré-esforçado das pistas principal e secundária da BA11.	69
Figura 3.21 - Curva de fadiga para betões sujeitos a flexão [Packard, 1973].	77
Figura 4.1 - Tráfego comercial de companhias aéreas civis em 2009 (Top 25+)[ANA, 2009].	80
Figura 4.2 – Espessuras da camada superficial com tráfego civil a 50%.	89
Figura 4.3 – Espessuras da camada superficial com tráfego civil a 30%.	89
Figura A.0.1 - Hipótese de constituição dum novo pavimento rígido (Tráfego 50%).	105
Figura A.0.2 - Gráfico CDF do pavimento rígido (Tráfego 50%).	105
Figura A.0.3 - Hipótese de constituição dum novo pavimento rígido (Tráfego 30%).	106
Figura A.0.4 - Gráfico CDF do pavimento rígido (Tráfego 30%).	106
Figura A.0.5 - Hipótese de constituição dum novo pavimento rígido (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).	107
Figura A.0.6 - Gráfico CDF do pavimento rígido (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).	107
Figura A.0.7 - Hipótese de constituição dum novo pavimento flexível (Tráfego 50%).	108
Figura A.0.8 - Gráfico CDF do pavimento flexível (Tráfego 50%).	108
Figura A.0.9 - Hipótese de constituição dum novo pavimento flexível (Tráfego 30%).	109
Figura A.0.10 - Gráfico CDF do pavimento flexível (Tráfego 30%).	109
Figura A.0.11 - Hipótese de constituição dum novo pavimento flexível (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A300-600).	110
Figura A.0.12 - Gráfico CDF do pavimento flexível (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A300-600).	110
Figura A.0.13 - Hipótese de reforço rígido para o pavimento (Tráfego 50%).	111
Figura A.0.14 - Gráfico CDF do pavimento com reforço rígido (Tráfego 50%).	111
Figura A.0.15 - Hipótese de reforço rígido para o pavimento (Tráfego 30%).	112
Figura A.0.16 - Gráfico CDF do pavimento com reforço rígido (Tráfego 30%).	112
Figura A.0.17 - Hipótese de reforço rígido para o pavimento (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).	113
Figura A.0.18 - Gráfico CDF do pavimento com reforço rígido (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).	113
Figura A.0.19 - Hipótese de reforço flexível para o pavimento (Tráfego 50%).	114
Figura A.0.20 - Gráfico CDF do pavimento com reforço flexível (Tráfego 50%).	114
Figura A.0.21 - Hipótese de reforço flexível para o pavimento (Tráfego 30%).	115
Figura A.0.22 - Gráfico CDF do pavimento com reforço flexível (Tráfego 30%).	115

Figura A.0.23 - Hipótese de reforço flexível para o pavimento (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).	116
Figura A.0.24 - Gráfico CDF do pavimento com reforço flexível (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).	116

Índice de Quadros

Quadro 2.1 - Factores de conversão de trens de aterragem [FAA, 1995].	5
Quadro 2.2 - Factores de conversão dos recobrimentos [Garg et al., 2004].	6
Quadro 2.3 - Relação entre a razão das tensões e o número de repetições admissíveis [Packard, 1973].	15
Quadro 2.4 - Factores de equivalência granular [ICAO, 1983].	17
Quadro 3.1 - Tensões induzidas nas lajes de betão pré-esforçado [Veloso, 2002].	38
Quadro 3.2 - Composição granulométrica da camada de desgaste [Mello, 1962].	48
Quadro 3.3 - Dimensões dos maciços de encontro dos leitos de pré-esforço.	49
Quadro 3.4 - Dimensões das chapas metálicas.	50
Quadro 3.5 - Valores limite de coeficiente de atrito [ANA, 2010].	59
Quadro 3.6 - Zonamento da pista principal [Antunes, 2003].	61
Quadro 3.7 - Zonamento da pista secundária [Antunes, 2003].	61
Quadro 3.8 - Identificação dos locais ensaiados [Antunes, 2003].	62
Quadro 3.9 - Armaduras de pré-esforço longitudinal.	63
Quadro 3.10 - Armaduras de pré-esforço transversal.	63
Quadro 3.11 - Tensões de compressão no betão na direcção longitudinal, medidas nos ensaios SFJ.	65
Quadro 3.12 - Tensões de compressão no betão na direcção transversal, medidas nos ensaios SFJ.	65
Quadro 3.13 - Características geométricas das carotes e excentricidade das armaduras de pré-esforço [Antunes et al., 2009].	69
Quadro 3.14 - Espessuras das camadas (H) determinadas através de sondagens à rotação – Pista principal [Antunes, 2003].	70
Quadro 3.15 - Espessuras das camadas (H) determinadas através de sondagens à rotação – Pista secundária [Antunes, 2003].	70
Quadro 3.16 - Resultados dos ensaios efectuados sobre amostras de betão [Antunes, 2003].	72
Quadro 3.17 - Modelos de comportamento estrutural deduzidos dos ensaios de carga com deflectómetro de impacto (programa BISAR 3.0) [Antunes, 2003].	73
Quadro 4.1 - Aeronave condicionante da companhia aérea [ANA, 2011].	81
Quadro 4.2 - Total de descolagens para cada aeronave [ANA, 2011].	82
Quadro 4.3 - Tráfego militar [DINFA, 2010].	83
Quadro 4.4 - Denominações das camadas de pavimento rígido.	84
Quadro 4.5 - Espessuras das camadas de pavimento rígido.	84
Quadro 4.6 - Constituição do macadame.	85
Quadro 4.7 - Módulo de deformabilidade para diferentes espessuras da camada betuminosa.	85
Quadro 4.8 - Espessuras das camadas de pavimento flexível.	86
Quadro 4.9 - Propriedades da laje equivalente.	87

Quadro 4.10 - Espessuras de reforço rígido.	87
Quadro 4.11 - Espessuras de reforço flexível.	88
Quadro 4.12 - Espessuras das camadas superficiais com tráfego civil a 50%.....	88
Quadro 4.13 - Espessuras das camadas superficiais com tráfego civil a 30%.....	89
Quadro 4.14 - PCN dos pavimentos dimensionados no FAARFIELD.	91
Quadro 4.15 - Espessura de reforço flexível para obter PCN 55.....	92
Quadro 4.16 - Dimensão das hipóteses de reabilitação analisadas economicamente.	94
Quadro 4.17 - Resumo dos custos das hipóteses de reabilitação.	95
Quadro B.0.1 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento rígido.	117
Quadro B.0.2 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento flexível.....	118
Quadro B.0.3 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento com reforço rígido.....	119
Quadro B.0.4 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento com reforço flexível.	120

Abreviaturas

ABGE - Agregado Britado de Granulometria Extensa
AC - Advisory Circular
ACN - Aircraft Classification Number
ALR - Aircraft Load Ratings
ASFT - Airport Surface Friction Tester
BA11 - Base Aérea N.º 11 – Beja
BISAR - Bitumen Structures Analysis in Roads
CBR - California Bearing Ratio
CDF - Cumulative Damage Factor
CEEU - Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos
CERS - Carga Equivalente por Roda Simples
COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, SA
DI - Direcção de Infraestruturas
EDAB - Empresa de Desenvolvimento do Aeroporto de Beja, S.A.
FAA - Federal Aviation Administration
FAARFIELD - Federal Aviation Administration Rigid and Flexible Iterative Elastic Layer Design
FAP - Força Aérea Portuguesa
ICAO - International Civil Aviation Organization
LCN - Load Classification Number
LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil
PCA - Portland Cement Association
PCASE - Pavement-Transportation Computer Assisted Structural Engineering
PCI - Pavement Condition Index
PCN - Pavement Classification Number
RFA - República Federal Alemã
SCI - Structural Condition Index
UFC - Unified Facilities Criteria
USACE - U.S. Army Corps of Engineers

Equivalência entre Sistema Inglês e Sistema Internacional de Unidades

Sistema Inglês	Sistema Internacional
1 lbs	0.45 kg
1 lbs/pol ² = 1 Psi	6894.76 Pa
1 lbs/pol ³	27679.90 kg/m ³
1 pol	0.025 m
1 pol ²	0.00065 m ²

Simbologia

- a - afastamento entre cabos
- A - área de contacto por roda
- a_s - raio da área de contacto da roda simples
- a_t - raio da área de contacto por roda do trem da aeronave de projecto
- b - raio da área carregada
- C - custo inicial da hipótese de reabilitação
- DR - taxa de actualização
- e - espessura da laje de betão pré-esforçado
- E = módulo de deformabilidade
- F_s - factor de deflexão da roda simples
- h - espessura da laje de betão
- IFL - taxa de inflação
- INT - taxa de juro
- K - módulo de reacção da fundação
- K_s - parâmetro que depende da probabilidade de sobrevivência atribuída no âmbito do dimensionamento do pavimento
- K_{sb} - módulo da reacção da sub-base
- L - máxima distância radial desde o centro da carga dentro da qual é feita uma redistribuição das reacções da fundação.
- l - raio de rigidez relativa
- L_o - espaçamento entre juntas
- m - número de operações de manutenção ou reabilitação
- M_i - custo da i'nésima operação de manutenção ou reabilitação em termos de custo actual
- N - número admissível de aplicações de carga que induzem a extensão máxima
- n - porosidade
- n_f - número de fios
- n_i - número de anos entre o presente e a realização da operação "i"
- P - carga total sobre a roda
- p - reacção do solo de fundação
- pb - percentagem em betume
- P_e - força de pré-esforço longitudinal e transversal média
- p_s - carga da roda simples
- p_t - carga por roda do trem da aeronave de projecto
- PW - valor actual
- r - taxa de actualização
- R1 - descolagens equivalentes anuais do avião de projecto
- R2 - descolagens anuais, expressas em descolagens com trem com configuração do avião de projecto, do avião em questão

r_e - raio do círculo de área de contacto equivalente
 S - valor residual no fim do período de análise
 t - espessura do pavimento
 t_b - teor em betume
 V_a - percentagem volumétrica de agregado
 V_b - percentagem volumétrica de betume
 VMA - volume de vazios no esqueleto de agregado
 W - carga aplicada
 $W1$ - Carga por roda do avião de projecto
 $W2$ - Carga por roda do avião em questão
 z - deflexão da laje
 Z - relação entre a redução de flecha devido à variação da reacção e a flecha dada pela fórmula de Westergaard.
 $Z3(\alpha)$ - função cilindro
 z_a - período de análise em anos
 ϵ_b - extensão horizontal de tracção admissível
 ϵ_z - extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação
 γ_a - peso específico do agregado
 γ_b - peso específico do betume
 ν - coeficiente de Poisson do betão
 α - coeficiente de dilatação do betão
 α_i - factor de repetição de carga
 ΔL - variação do comprimento da laje
 ΔT - diferença de temperatura na laje
 Δt - diferença entre as temperaturas à superfície e a meio da espessura da laje
 ρ_s - deflexão para a roda simples
 ρ_t - deflexão para o trem da aeronave de projecto
 σ_b - tensão máxima do betão na superfície inferior da laje, ao longo de um bordo
 σ_c - tensão devido à flexão no centro da laje
 σ_c - tensão máxima do betão na superfície superior da laje, junto de um canto
 ΣFt - factores de deflexão
 σ_i - tensão máxima do betão na superfície inferior da laje, directamente sob o centro de uma carga aplicada
 σ_{pe} - tensão de compressão devido ao pré-esforço
 $\sigma_{\Delta t1}$ - tensão de tracção devido ao arrefecimento da laje
 $\sigma_{\Delta t2}$ - tensão de tracção devido ao gradiente térmico na laje

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Visto que na Força Aérea Portuguesa (FAP) impera um paradigma de actualização que induz uma gestão de património eficiente, a reabilitação tem cada vez mais relevância na organização. Desta forma, foi proposto pela Direcção de Infraestruturas (DI) o estudo de hipóteses de reabilitação para as pistas da Base Aérea N.º 11 – Beja (BA11).

As pistas em estudo, principal (01L-19R) e secundária (01R-19L), têm respectivamente 3450 m de comprimento com 60 m de largura e 2951 m de comprimento com 30 m de largura [Portugal, AIP]. Ambas possuem uma camada de desgaste em betão pré-esforçado, com lajes de 96 m de comprimento, 7,5 m de largura e 0,16 m de espessura.

Nenhuma intervenção assinalável foi efectuada até à data de elaboração desta dissertação, sendo que, desde a sua construção, em 1962, as pistas não sofreram alterações à sua constituição.

Diferentes estudos foram realizados no decorrer dos anos, especialmente em 2003 e 2009, com o objectivo de se conhecer a capacidade de carga actual das pistas e a sua constituição. Todavia, as hipóteses de reabilitação estrutural das mesmas nunca foram estudadas.

1.2 Objectivos e Metodologia

Esta dissertação tem como objectivo o estudo de diferentes hipóteses de reabilitação estrutural, por forma a se aferir a hipótese mais vantajosa para o caso de estudo e, na medida em que isso for possível, poder estabelecer uma abordagem de referência para casos semelhantes ao vigente.

Para esse efeito, apresenta-se em primeiro lugar uma caracterização genérica dos diferentes tipos de pavimentos presentes em aeródromos. De seguida, descrevem-se as diferentes metodologias de dimensionamento, e sua evolução, aplicadas em diversos países. Após escolhida a metodologia que melhor se coaduna à problemática em causa e estudada a caracterização e estado actual das pistas, efectua-se a compatibilização dos modelos estruturais anteriormente determinados com o método de dimensionamento escolhido e determinam-se as hipóteses de estrutura que asseguram a conformidade das soluções.

Por fim, efectua-se uma análise económica das hipóteses estudadas, pois será também um factor preponderante aquando de uma possível escolha para aplicar no terreno.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, que vão desde a introdução do tema, passando pela caracterização das pistas em análise e aplicação de um método de dimensionamento, culminando na conclusão do estudo e propostas para desenvolvimentos futuros.

No Capítulo 1, é feito o enquadramento do tema da dissertação e apresentados os objectivos a serem alcançados. Aborda-se também a metodologia empregue na elaboração da dissertação e a estrutura geral da mesma.

O Capítulo 2 apresenta a caracterização genérica dos diferentes tipos de pavimentos que se podem encontrar em aeródromos, bem como a explicação dos diferentes métodos de análise e dimensionamento de pavimentos utilizados pelas mais diversas entidades. Neste capítulo é ainda seleccionado, de entre os métodos apresentados, o que melhor preenche os requisitos apresentados pelo problema em causa.

No Capítulo 3, apresenta-se o processo de dimensionamento efectuado aquando da elaboração do caderno de encargos para a construção das pistas e todo o processo construtivo por detrás das mesmas. Ainda neste capítulo, caracteriza-se as pistas em análise nesta dissertação, fazendo-se referência a ensaios realizados anteriormente. É também apresentado o método de cálculo para a determinação da capacidade de carga das pistas e o modelo estrutural utilizado de acordo com os resultados dos diferentes ensaios.

No Capítulo 4, dimensionam-se as diferentes hipóteses de reabilitação consideradas, mediante a utilização do método de cálculo escolhido. Uma análise económica das diferentes hipóteses é também apresentada nesta parte da dissertação, de forma a complementar e auxiliar a tomada de decisão.

No Capítulo 5, são apresentadas as principais inferências da dissertação, com sugestões para aprimorar as conclusões obtidas neste estudo e propostas de trabalhos vindouros.

Na Bibliografia, são apresentados os documentos a que se faz referência, ou que de alguma forma contribuíram para a elaboração fundamentada desta dissertação.

Os Anexos encontram-se divididos em A e B: em que o A é reservado para as representações dos pavimentos dimensionados; e o B para a análise económica, mais detalhada, das diferentes hipóteses de reabilitação.

2 ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTOS E METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo, apresentam-se os tipos de pavimentos que frequentemente constituem as infraestruturas de transporte e explica-se alguns dos diferentes métodos de dimensionamento de pavimento novo e de reforço, em particular os que vão ser usados neste estudo.

2.1 Tipos de Pavimentos Aeroportuários

Um pavimento, aeroportuário ou rodoviário, tem como principais funções a de resistir estruturalmente a cargas induzidas pelo tráfego e agentes ambientais externos e a de proporcionar os níveis de operacionalidade adequados à missão a que se destinam.

De um modo geral, o pavimento de rodovias e aeroportos é constituído por várias camadas com elevada capacidade resistente ao esmagamento e por uma, de espessura inferior, que resiste ao desgaste. A rocha e material granular seleccionado apresentam boa resistência ao esmagamento, pelo que é frequentemente usado nas camadas inferiores do pavimento. As camadas mais próximas das cargas, entre as quais, a camada superficial que se destina a resistir ao desgaste provocado pela passagem das rodas, é usualmente constituída por uma mistura de materiais, na qual existe um ligante que aglutina os diferentes componentes desta camada.

Os tipos de pavimentos que frequentemente constituem as infraestruturas de transporte rodoviárias e aeroportuárias podem ser agrupados em três grandes grupos, consoante as suas características: pavimentos flexíveis, pavimentos rígidos e pavimentos semi-rígidos [Branco et al., 2006].

Os pavimentos flexíveis são usualmente constituídos por uma sub-base de material granular, por uma camada de base/regularização e uma camada de desgaste em material britado com ligante betuminoso. Este tipo de pavimento tem um comportamento flexível, deformando-se significativamente sem entrar em rotura quando aplicadas as cargas do tráfego, recuperando uma parte significativa dessa deformação quando as cargas são retiradas. As cargas sobre o pavimento induzem um estado de deformação que precisa de ser controlado, procurando-se perceber quais os limites de resistência e, por isso, são controladas as extensões de tracção na base das camadas betuminosas, onde são máximas, e as de compressão no topo do solo de fundação, por ser a parte mais frágil do conjunto no que respeita às tensões verticais.

Os pavimentos rígidos, por sua vez, possuem uma camada de desgaste em betão de cimento que desempenha a função de todas as camadas ligadas no pavimento flexível e uma camada de base em solo-cimento, betão pobre ou agregado britado de granulometria extensa (ABGE) com cimento que, acima de tudo, deve garantir um bom suporte à construção da camada superior, para além de, em geral, possuir também uma sub-base em ABGE com uma função comum ao pavimento flexível, a de garantir a protecção do leito do pavimento ao tráfego de obra. O pavimento rígido possui um módulo de deformabilidade bastante superior ao pavimento flexível, conferindo-lhe um comportamento mais rígido, o que faz com que este pavimento tenda a distribuir uma tensão muito

menor às camadas inferiores. Por esta razão, o controlo da rotura é feita sobre tudo na laje da camada de desgaste, controlando as tensões máximas de tracção instaladas nomeadamente na base e nos bordos da laje.

A distribuição de tensões pelas camadas inferiores dos pavimentos rígido e flexível é representada de forma ilustrativa na Figura 2.1.

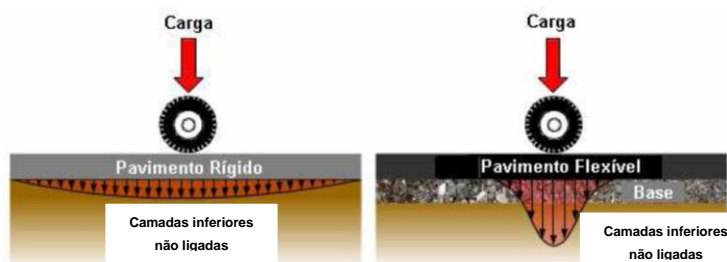


Figura 2.1 - Distribuição de cargas nos pavimentos rígido e flexível [WAPA, 2011].

Os pavimentos semi-rígidos assemelham-se a pavimentos flexíveis, mas a base, e nalguns casos a sub-base, é tratada com ligante hidráulico, conferindo-lhe um comportamento que se situa entre os dois tipos de pavimentos descritos anteriormente.

A escolha e emprego de cada um dos tipos de pavimento depende do tipo de tráfego espectável, da capacidade de investimento inicial, da necessidade de rapidez de execução e da capacidade de carga do solo de fundação, entre outros.

2.2 Configuração dos Trens de Aterragem

A forma como uma aeronave transmite a sua carga para o pavimento, está directamente relacionada com a configuração do seu trem de aterragem, o que afecta também o número de recobrimentos por ela efectuados. As diferentes configurações, representadas na Figura 2.2, têm por essa razão efeitos diferentes nos pavimentos [FAA, 2009].

Nalguns métodos de análise e dimensionamento de pavimentos, adopta-se uma metodologia que passa pela conversão dos trens de diferentes aeronaves, no trem da aeronave de projecto, com vista a se obter um número de descolagens equivalente da aeronave de projecto. Com este processo consegue-se determinar o número total de partidas efectuadas, assumindo que as mesmas, são feitas apenas pela aeronave de projecto. O Quadro 2.1 apresenta os factores de conversão, para os diferentes trens de aterragem [FAA, 1995].

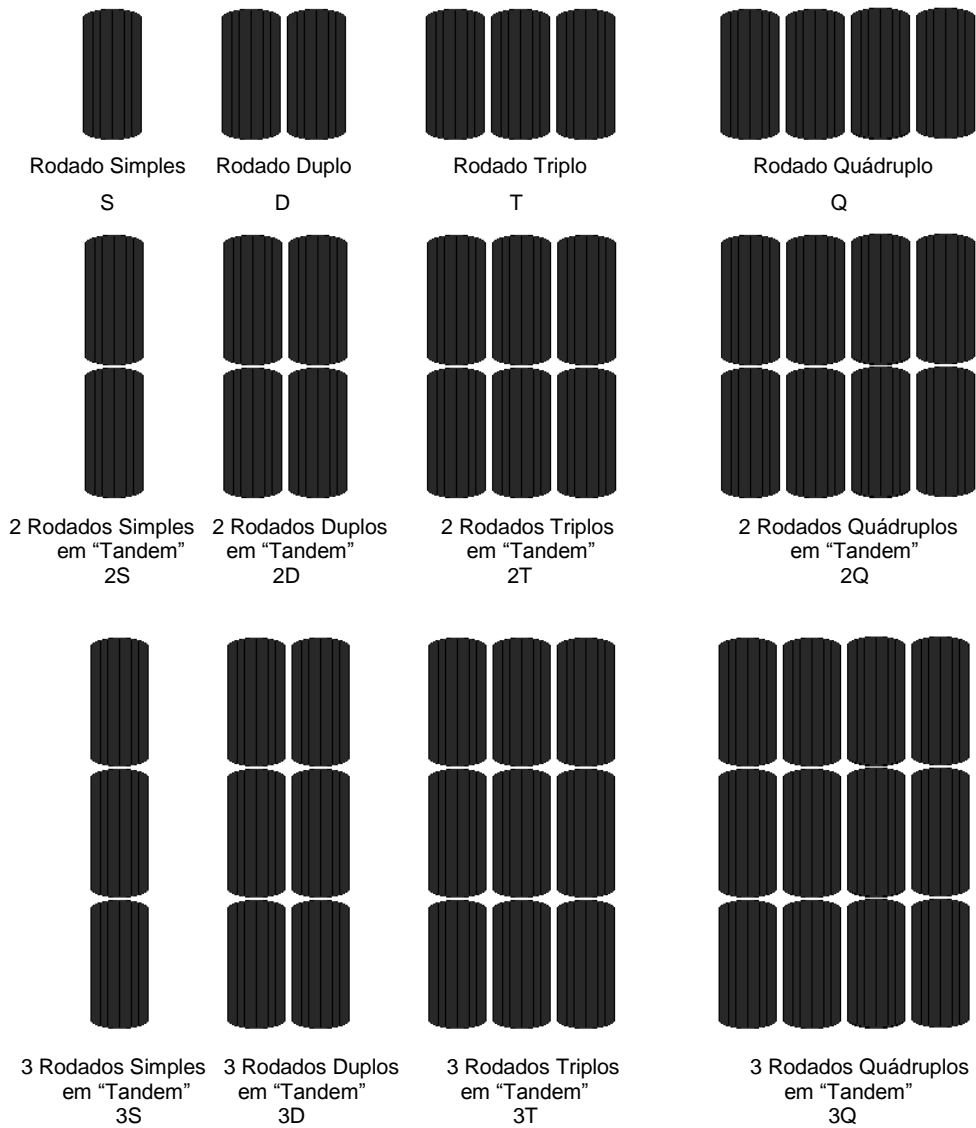


Figura 2.2 - Geometrias de trens de aterragens [FAA, 1995].

Quadro 2.1 - Factores de conversão de trens de aterragem [FAA, 1995].

Geometria do Trem a Converter		Factor de Conversão
De:	Para:	
Rodado Simples	Rodado Duplo	0,8
Rodado Simples	2 Rodados Duplos em "Tandem"	0,5
Rodado Duplo	Rodado Simples	1,3
Rodado Duplo	2 Rodados Duplos em "Tandem"	0,6
2 Rodados Duplos em "Tandem"	Rodado Simples	2,0
2 Rodados Duplos em "Tandem"	Rodado Duplo	1,7
2 Rodados Quádruplos em "Tandem"	2 Rodados Duplos em "Tandem"	1,0
2 Rodados Quádruplos em "Tandem"	Rodado Duplo	1,7

Por fim, a conversão do número de movimentos de todas as aeronaves, para a aeronave de projecto é efectuada mediante a utilização da equação seguinte, desenvolvida pela *Federal Aviation Administration* (FAA) [ICAO, 1983] [FAA, 1995].

$$\log R_1 = \log R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^{1/2} \quad (1)$$

Em que:

R_1 = Descolagens equivalentes anuais do avião de projecto;

R_2 = Descolagens anuais, expressas em descolagens com trem com configuração do avião de projecto, do avião em questão;

W_1 = Carga por roda do avião de projecto (lbs);

W_2 = Carga por roda do avião em questão (lbs).

2.2.1 Número de Recobrimentos

O número de recobrimentos é o número de passagens que um determinado avião terá de fazer num dado ponto, para que nesse mesmo ponto induza as tensões máximas admissíveis do pavimento. Este factor é de extrema importância no dimensionamento de pavimentos aeroportuários, pois permite considerar a dispersão das cargas na secção transversal da pista [Ahlvín et al., 1971].

Foram criados coeficientes (*pass-to-coverage ratio*) que relacionam exactamente, o número de passagens com o número de recobrimentos, dependendo destes coeficientes: da geometria do trem de aterragem, das dimensões da aeronave e do tipo e função do pavimento. No Quadro 2.2, apresentam-se os factores de conversão do número de descolagens em número de recobrimentos, para os pavimentos rígidos e flexíveis consoante o tipo de trem da aeronave em questão [Garg et al., 2004].

Quadro 2.2 - Factores de conversão dos recobrimentos [Garg et al., 2004].

Tipo de Pavimento	Tipo de Trem	" <i>Pass-to-coverage ratio</i> "
Rígido	Rodado Simples	5,18
	Rodado Duplo	3,48
	2 Rodados Duplos em "tandem"	3,68
Flexível	Rodado Simples	5,18
	Rodado Duplo	3,48
	2 Rodados Duplos em "tandem"	1,84

2.3 Métodos de Dimensionamento

Os métodos de dimensionamento existentes têm como denominador comum, a determinação da estrutura ou de como se deve reforça-la em função das acções previstas, dos materiais com que vai ser construída e das condições de fundação existentes, de modo a que tenha as condições necessárias de resistência para a vida útil exigida para o pavimento.

A vida útil dum pavimento é o período de tempo findo o qual o pavimento terá de ser reconstruído, ou seja o período de tempo em que é esgotada toda a capacidade resistente da estrutura em análise.

Segundo a FAA, a rotura dum pavimento flexível dá-se quando há corte no solo de fundação que leve a uma depressão de 3 cm na superfície do pavimento. Num pavimento rígido a rotura é caracterizada pela fissuração, a toda a espessura da laje, de 50% das lajes de betão [Smith et al., 2002] [Garg et al., 2004].

Geralmente, a vida útil prevista para um pavimento não corresponde à vida útil efectiva, devido a assunções feitas no projecto, que só com dificuldade conseguem reflectir fielmente as condições operacionais. Incertezas nas propriedades dos materiais utilizados, condições climáticas, diferenças nas características do tráfego e volumes, entre outros factores, fazem com que seja difícil a determinação da vida útil efectiva dum pavimento aeroportuário.

Através de estudos de sensibilidade, a FAA concluiu que, para pavimentos flexíveis os factores que mais influenciam a sua vida útil são: o peso bruto das aeronaves e a espessura da camada de base. Para os pavimentos rígidos, a vida útil é mais sensível a alterações de: espessura da laje de betão; resistência à flexão do betão e peso bruto das aeronaves [McQueen et al., 1995].

2.3.1 Dimensionamento de Pavimento Novo

Existe uma grande variedade de métodos de dimensionamento de pavimentos aeroportuários, com maior ou menor expressão a nível mundial e de maior ou menor facilidade de aplicação.

Nesta, secção apresentar-se-ão alguns dos métodos de dimensionamento de pavimentos utilizados por diferentes entidades.

2.3.1.1 *Método do CBR*

O método do *California Bearing Ratio* (CBR) surgiu por intermédio de O. J. Porter, após observações e estudos nos anos de 1928 e 1929, tendo sido posteriormente modificado e aperfeiçoado por outras entidades, como por exemplo o Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (CEEU).

O presente método apoia-se em gráficos que consoante, o CBR do solo de fundação, o peso à descolagem e o número de partidas duma aeronave de projecto, nos fornece o valor da espessura do pavimento flexível, que inclui a espessura de betão betuminoso, base e sub-base [USACE, 2001].

- Pavimento Flexível

Especificamente, para se efectuar o cálculo da espessura dum pavimento flexível, segundo o método do CBR, é necessário obter alguma informação referente às características do solo e do tráfego espectável para o aeródromo em questão, como sejam os que se seguem:

i) CBR do solo

O CBR de um solo é a resistência à penetração desse solo, expressa em percentagem da resistência obtida, para a mesma penetração numa amostra de macadame padrão. Assim, um CBR de 50 significa que a carga necessária para fazer penetrar o pistão na amostra de solo, a uma dada profundidade, é metade da carga necessária para fazer penetrar o pistão, à mesma profundidade, no macadame padrão.

O ensaio de CBR, que consiste na penetração dum pistão cilíndrico, com cerca de 5 cm (2 pol) de diâmetro, numa amostra de solo a uma velocidade de 1,3 mm/min (0,05 pol/min) e na medição da carga necessária para a obtenção duma penetração de cerca de 2,5 e 5 mm (0,1 e 0,2 pol) [ASTM D 1883].

ii) Carga Equivalente por Roda Simples (CERS) para uma dada profundidade

O cálculo da CERS de um avião pode ser efectuado segundo dois critérios, o da igualdade de tensões, ou o da igualdade de deflexões, sendo o último o mais conservativo para pavimentos flexíveis e por essa razão apenas esse será explicado de seguida.

Para se calcular a CERS de um avião, segundo o critério da igualdade de deflexões, devem seguir-se os seguintes passos:

- Determinar profundidade de cálculo (z) em polegadas;
- Determinar o raio da área de contacto por roda do trem da aeronave de projecto (a_t);
- Calcular as deflexões para a roda simples (ρ_s);

$$\rho_s = \frac{p_s a_s}{E} F_s \quad (2)$$

Em que:

ρ_s = deflexão para a roda simples;

p_s = carga da roda simples (lbs);

a_s = raio da área de contacto da roda simples (pol);

E = módulo de deformabilidade;

F_s = Factor de deflexão da roda simples, retirado da Figura 2.3¹.

¹ No decorrer da dissertação opta-se por apresentar os gráficos na sua forma original, de forma a não se perder nenhum aspecto com a tradução.

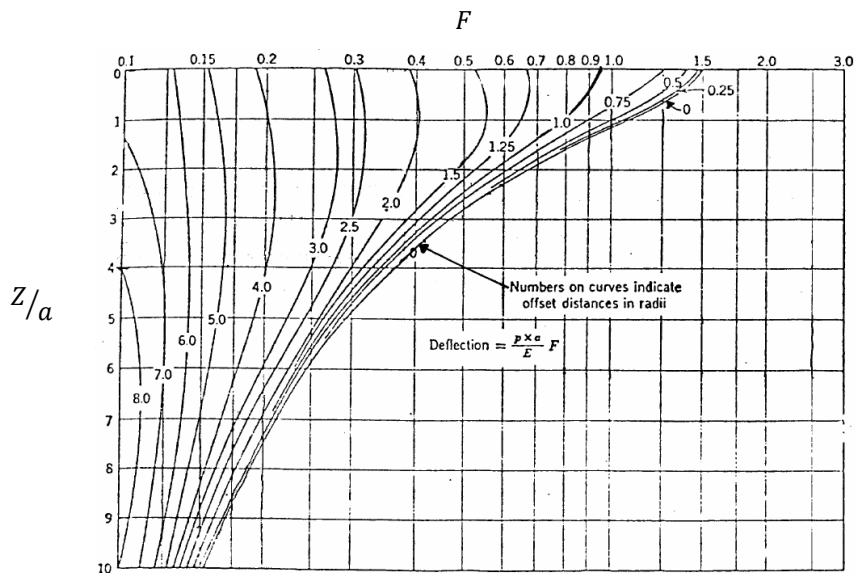


Figura 2.3 - Factor de deflexão F para cargas uniformes de raio a [USACE, 2001].

- Calcular as deflexões para o trem da aeronave de projecto (ρ_t);

$$\rho_t = \frac{p_t a_t}{E} \sum F_t \quad (3)$$

Em que:

ρ_t = deflexão para o trem da aeronave de projecto;

p_t = carga por roda do trem da aeronave de projecto (lbs);

a_t = raio da área de contacto por roda do trem da aeronave de projecto (pol);

E = módulo de deformabilidade;

$\sum F_t$ = Factores de deflexão, para diferentes pontos de afastamento da aplicação da carga, retirados da Figura 2.3.

- Igualar as deflexões tendo em consideração que os módulos de deformabilidade e os raios das áreas de contacto são iguais.

$$p_s(CERS) = p_t \frac{\sum F_t}{F_s} \quad (4)$$

Em que:

$$p_t = \frac{\text{Carga total da aeronave de projecto}}{\text{N}^\circ \text{ de rodas num trem}} \quad (5)$$

iii) Número de operações

Para o número desejado de operações do avião de projecto (vida útil do pavimento), selecciona-se, na Figura 2.4, o factor de repetição de carga (α_i).

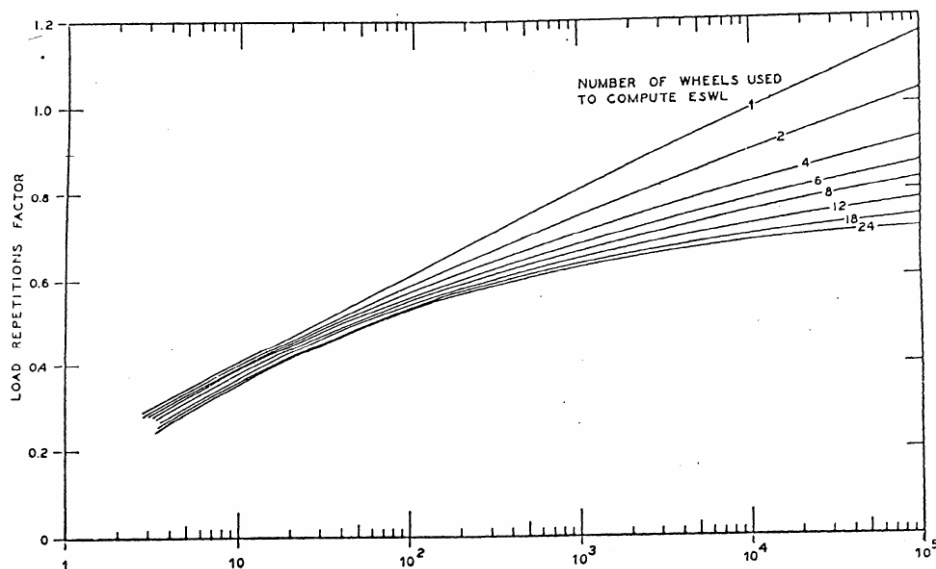


Figura 2.4 - Gráfico de transformação de descolagens em factores de repetição de carga (α_i) [USACE, 2001].

iv) Espessura do pavimento

Para se calcular a espessura do pavimento, resolve-se a equação seguinte em ordem ao CBR. Repete-se a equação utilizando os CBR's das diferentes camadas, visto que este método nos fornece a espessura do pavimento acima da camada cujo CBR seja inserido na equação abaixo.

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{CERS}{8,1 \times CBR} - \frac{A}{\pi}} \quad (6)$$

Em que:

t = espessura do pavimento (pol);

α_i = factor de repetição de carga;

A = área de contacto por roda (pol²).

2.3.1.2 Método da Shell

Devido ao aumento do peso das aeronaves, nos finais dos anos 60, representado pela entrada em serviço dos aviões do tipo *wide body* e pela subdivisão tradicional dos pavimentos em rígido e flexível, nessa mesma altura começaram-se a desenvolver novos métodos de projecto estrutural, em que os pavimentos são encarados como um sistema de múltiplas camadas elásticas.

O método de dimensionamento da Shell é um dos que se apoia neste sistema de análise do pavimento. O dimensionamento segundo este método requer a fixação das constantes elásticas dos materiais das diferentes camadas e dos critérios de rotura, mediante definição de tensões,

deformações e deslocamentos críticos que não devem ser excedidos durante a vida útil dos pavimentos [Shell, 1978].

- Pavimento Flexível

O método da Shell considera representativa da estrutura do pavimento a sua subdivisão em 3 camadas: camada de betão betuminoso, camada de base granular não tratada e solo de fundação.

Segundo este método, as condições críticas de projecto a considerar são:

- Extensão horizontal de tracção na base da camada betuminosa (ϵ_b)

Uma extensão horizontal excessiva na base da camada betuminosa pode originar o aparecimento de fendas nessa camada.

$$\epsilon_b = (0,856 \times V_b + 1,08)E^{-0,36} \times N^{-0,2} \quad (7)$$

Em que:

N = número admissível de aplicações de carga que induzem a extensão máxima;

ϵ_b = extensão horizontal de tracção admissível (adimensional);

V_b = percentagem volumétrica de betume (%);

E = módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (Pa);

- Extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação (ϵ_z)

O valor limite da extensão vertical de compressão depende do tráfego e quando atingido pode levar à ocorrência de deformações permanentes no topo do solo de fundação, que implicará o aparecimento de sulcos na superfície do pavimento.

$$\epsilon_z = K_s \times N^{-0,25} \quad (8)$$

Em que:

N = número admissível de aplicações de carga que induzem a extensão máxima;

ϵ_z = extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação (adimensional);

K_s = parâmetro que depende da probabilidade de sobrevivência atribuída no âmbito do dimensionamento do pavimento. Toma o valor de $2,8 \times 10^{-2}$ para 50% de probabilidade de sobrevivência, $2,1 \times 10^{-2}$ para 85% e $1,8 \times 10^{-2}$ para 95% (por se tratar dum pavimento aeroportuário, logo mais exigente, deve usar-se $K_s = 1,8 \times 10^{-2}$).

A aplicação deste método pressupõe o seguimento dos seguintes passos, auxiliados pela utilização do programa *Bitumen Structures Analysis in Roads* (BISAR) [Shell, bisar, 1978]:

- i) Determinar/estimar os módulos de deformabilidade do solo de fundação, da camada de base e da camada betuminosa. As características da camada betuminosa devem depender do tipo de mistura, das condições climáticas do local e do tempo de actuação das cargas;
- ii) Determinar a mistura de tráfego prevista para o aeródromo;
- iii) Arbitrar espessuras para as várias camadas do pavimento;
- iv) Calcular para cada aeronave, as deformações provocadas, tanto no solo de fundação como na camada betuminosa;
- v) Calcular, quer através da equação que traduz as características de fadiga dos materiais betuminosos, quer através da relação ϵ_z/N para o solo de fundação, os números de repetições de deformação máximos admissíveis (N_i) para cada uma das aeronaves, partindo do pressuposto que essa seria a única aeronave a operar no aeródromo;
- vi) Comparar o número de repetições de deformação máximos admissíveis (N_i) com o número pretendido de repetições de carga (N_i') previstas para as mesmas aeronaves durante a vida útil do pavimento. O objectivo de tal comparação é a obtenção, para cada aeronave, dos factores de desgaste (D) correspondentes a cada um dos dois critérios de ruína apresentados;

$$D = \frac{N_i'}{N_i} \quad (9)$$

- vii) Repetir o procedimento a partir do passo iii) até que a soma de todos os factores de desgaste calculados para as diferentes aeronaves, segundo o critério condicionante, seja próximo de 1.

2.3.1.3 Método da PCA

A *Portland Cement Association* (PCA) elaborou ábacos de dimensionamento para uma vasta gama de aviões civis e militares, como o exemplo da Figura 2.5, utilizando os seus programas de cálculo automático. Nestes ábacos, considera-se a carga por perna, em vez da carga total do avião, admitindo que 93 a 95% da carga é descarregada através do trem principal.

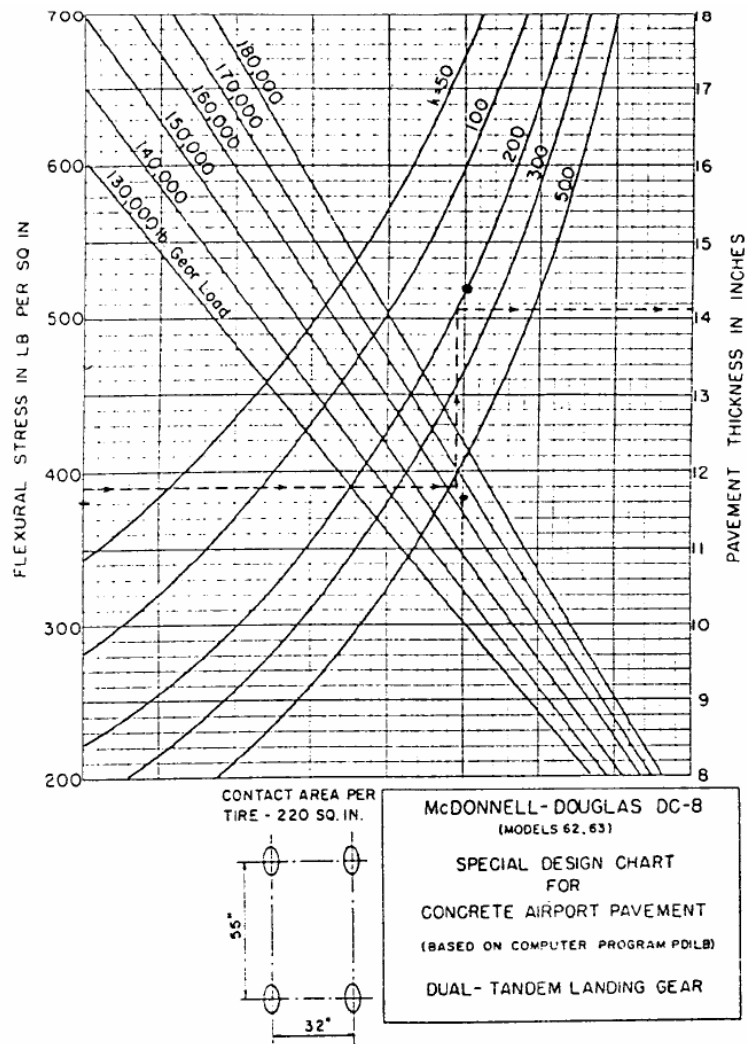


Figura 2.5 - Ábaco de dimensionamento da PCA para o modelo 62,63 do DC-8 [Packard, 1973].

O método da PCA tem dois processos possíveis, o simplificado e o detalhado, por meio duma análise de fadiga do material. O método simplificado não exige o conhecimento do número de partidas das aeronaves, logo também não entra com o conceito de recobrimentos, sendo os resultados mais sujeito a flutuações. Por essa razão, opta-se por apenas se fazer menção ao método simplificado, mas explicar com maior detalhe o método com base na análise de fadiga [Packard, 1973].

- Pavimento Rígido

No cálculo de um pavimento rígido com recurso ao método da PCA, segundo o processo detalhado, é necessário conhecer ou arbitrar à partida alguns factores, como sejam:

- Espessura do pavimento;
- Resistência à flexão do betão utilizado;

- Número de partidas de cada aeronave a operar no aeródromo.

Para se efectuar o cálculo do pavimento rígido é necessário, de uma forma geral, seguir os seguintes passos:

- Determinar o módulo de reacção do solo de fundação (k)

As dificuldades na determinação rigorosa dos módulos de reacção dos solos faz com que se adopte a hipótese da fundação ser constituída por um líquido denso, dado estar provado que as diferenças de tensões encontradas são pequenas e que a hipótese é conservativa.

$$p = Kz \quad (10)$$

Em que:

p = reacção do solo de fundação (lbs/pol²);

z = deflexão da laje (pol);

K = módulo de reacção da fundação (lbs/pol³).

- Tensão de serviço de cada aeronave da mistura de tráfego

A obtenção das tensões de serviço faz-se através da utilização dos ábacos de dimensionamento, para os diferentes aviões, consultando-se o gráfico no sentido inverso ao apresentado na Figura 2.5, a partir da espessura do pavimento.

- Determinar a razão entre a tensão de serviço e a resistência à flexão do betão

- Determinar os factores de repetição de carga para cada aeronave

A determinação dos factores de repetição de carga faz-se a partir do ábaco da Figura 2.4, sabendo o número de descolagens e número de rodas no trem principal, de cada avião.

- Número de recobrimentos inerentes a cada aeronave

O número de recobrimentos é o número de vezes que a tensão máxima é atingida num ponto.

Para se determinar o número de recobrimentos, efectua-se a multiplicação do número de partidas com o respectivo factor de repetição de carga.

- Número de repetições admissíveis

O número de repetições admissíveis é retirado do Quadro 2.3, recomendado pela PCA, consoante a razão de tensões de cada aeronave, determinada no ponto iii).

- Cálculo da capacidade estrutural do pavimento

A capacidade de carga estrutural utilizada por cada avião obtêm-se através da divisão do número de recobrimentos pelo número de repetições admissíveis respectivos.

O somatório das capacidades de carga utilizadas por todas aeronaves não deve exceder os 100%, no entanto, deve ao mesmo tempo aproximar-se o mais possível desse valor para que seja uma solução económica.

Quadro 2.3 - Relação entre a razão das tensões e o número de repetições admissíveis [Packard, 1973].

Razão de Tensões	Nº de Repetições Admissíveis	Razão de Tensões	Nº de Repetições Admissíveis
0,51	400.000	0,63	14.000
0,52	300.000	0,64	11.000
0,53	240.000	0,65	8.000
0,54	180.000	0,66	6.000
0,55	130.000	0,67	4.500
0,56	100.000	0,68	3.500
0,57	75.000	0,69	2.500
0,58	57.000	0,70	2.000
0,59	42.000	0,71	1.500
0,60	32.000	0,72	1.100
0,61	24.000	0,73	850
0,62	18.000	0,74	650

Nota: Se a relação entre tensões for inferior a 0,50, o número de repetições de carga admissíveis é ilimitado.

2.3.1.4 Método Canadiano

O método Canadiano evoluiu a partir da experiência adquirida ao longo dos anos, pela *Transport Canada's* como a operadora dos principais aeroportos do Canada. Este método é particularmente sensível à problemática da construção de pavimentos aeroportuários em ambientes onde exista o problema da penetração de gelo. No entanto, o método não se aplica a solos do tipo pergelissolo², para os quais são necessárias considerações de projecto especiais [ICAO, 1983].

- Pavimento Flexível

Para efectuar o cálculo de um pavimento flexível, de acordo com o método Canadiano, é necessário seguir os seguintes passos:

i) Determinar o carregamento de projecto (*Aircraft Load Ratings* (ALR)) do pavimento com base em estudos de tráfego e projecções, segundo o quadro apresentado na Figura 2.6;

² Pergelissolo ou permafrost (em inglês) é um tipo de solo que é constituído por terra, gelo e rochas permanentemente congelados, tanto no Inverno como no Verão, encontrado na região do Ártico.

AIRCRAFT	TIRE PRESSURE (MPa)	WEIGHT (kN) (MAX) (MIN)	NOMINAL	AIRCRAFT LOAD RATINGS (ALR)							
				FLEXIBLE PAVEMENT AT S VALUE OF (kN)				RIGID PAVEMENT AT K VALUE OF (MPa/m)			
				50	90	130	180	20	40	80	150
B707-320	1.24	1500 800	10.7 7.6	10.7 7.3	10.7 7.2	10.5 7.2	10.4 7.2	10.5 7.6	10.3 7.6	10.2 7.2	10.1 7.1
B727-100-200	1.35	930 500	11.1 8.7	10.3 7.0	10.7 7.2	10.9 7.5	11.1 7.8	10.5 8.3	10.8 8.4	11.1 8.4	11.3 8.7
B737-100-200	1.02	450 300	8.0 6.5	7.5 5.8	7.5 6.0	7.5 6.4	7.5 —	7.8 6.2	7.7 6.4	7.9 6.4	8.0 6.5
B747-100-200	1.40	3600 2000	11.1 8.4	11.1 8.0	10.9 7.9	10.9 8.0	10.5 8.0	11.0 8.4	10.9 8.3	10.8 8.0	10.8 8.0
B767-200	1.20	1400 800	9.8 7.8	9.8 6.9	9.4 7.0	9.2 6.9	9.2 6.9	9.7 7.3	9.5 7.1	9.3 6.9	9.0 6.5
DC 5B	0.72	470 300	7.9 6.1	7.9 5.6	7.6 5.6	7.2 5.8	—	7.9 6.0	7.9 6.1	7.9 6.1	7.9 6.1
DC-8-62-63	1.35	1600 800	11.2 7.9	11.0 7.5	11.0 7.6	11.1 7.7	11.2 7.7	10.9 7.9	10.9 7.9	10.9 7.9	10.9 7.5
DC-9-21-32	1.00	485 300	8.7 8.8	8.1 6.0	8.1 6.1	8.2 6.1	8.2 6.1	8.3 6.7	8.4 6.7	8.6 6.7	8.7 6.8
DC-10-20-30-40	1.21	1970 1200	11.0 7.8	11.0 7.0	10.9 6.6	10.8 6.3	10.7 6.0	11.0 7.8	11.0 7.7	10.8 7.5	10.8 7.2
A300-82-84	1.25	1480 1000	10.5 8.6	10.5 8.5	10.5 8.6	10.4 8.2	10.2 8.0	10.3 8.6	10.3 8.5	10.2 8.2	10.2 8.0
L1011-100-200	1.25	2080 1400	11.1 9.2	11.1 9.2	11.0 8.7	10.9 8.3	10.5 8.3	10.8 9.2	10.5 9.1	10.5 8.9	10.5 8.5
CONCORDE	1.27	1750 1000	11.8 9.0	11.4 9.0	11.6 8.9	11.7 8.7	11.8 8.5	11.3 9.0	11.3 9.0	11.4 8.7	11.4 8.4
HERCULES C-130	0.69	689 400	8.7 6.7	8.3 6.0	8.0 6.0	8.0 6.0	8.0 —	8.6 6.5	8.6 6.7	8.7 6.6	8.7 6.6
BAC-1-11-400	0.97	390 250	8.5 6.2	7.4 5.5	7.5 5.9	7.4 5.8	—	8.0 6.0	8.1 6.2	8.3 6.2	8.5 6.2
CONVAIR 540	0.52	280 200	6.0 5.0	5.8 4.3	5.0 4.0	—	—	5.9 5.2	6.0 5.0	5.8 5.0	5.6 4.9

To determine aircraft load ratings at intermediate weights, interpolate linearly between the ALR values listed for minimum and maximum weights.

To determine aircraft load ratings at subgrade bearing strength (S) or bearing modulus (k) other than those listed, interpolate between the ALR values shown.

Figura 2.6 - Quadro com as classificações de carga de diversas aeronaves [ICAO, 1983].

- ii) Determinar a capacidade de carga do solo de fundação;
- iii) Determinar, a partir da Figura 2.7, a espessura de pavimento granular equivalente requerida para o carregamento de projecto;

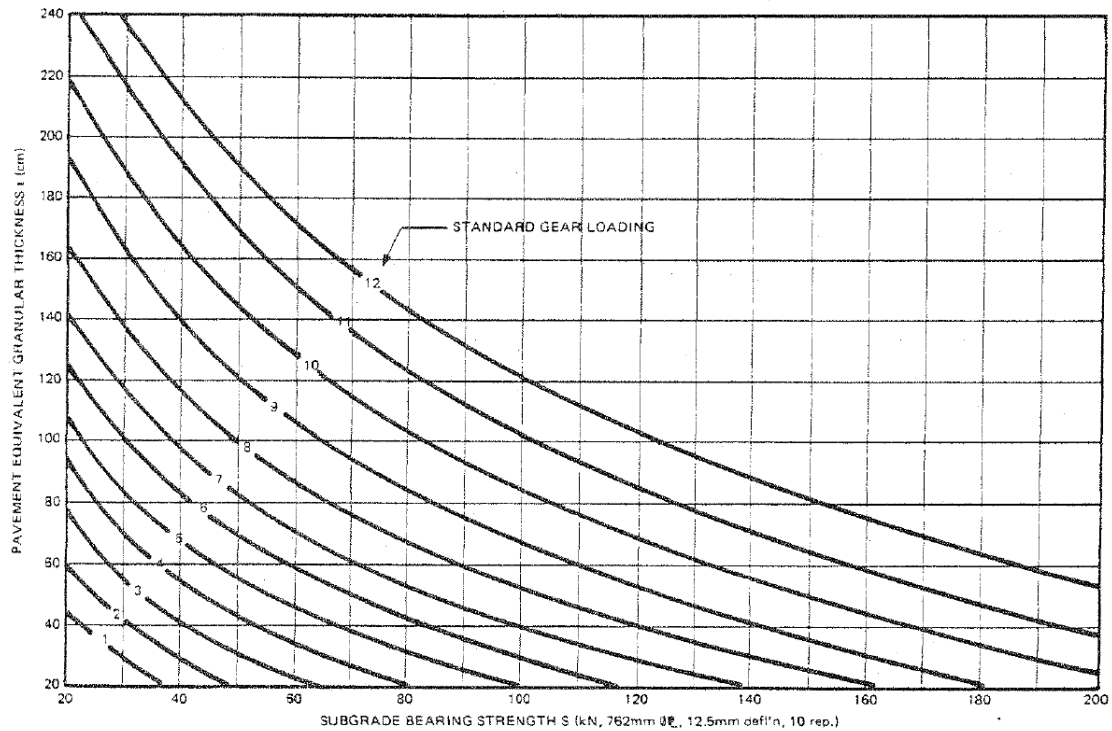


Figura 2.7 - Curvas de dimensionamento de pavimento flexível [ICAO, 1983].

iv) Converter a espessura de pavimento granular equivalente³ em espessura de pavimento propriamente dita, utilizando os factores de equivalência apresentados no Quadro 2.4;

Quadro 2.4 - Factores de equivalência granular [ICAO, 1983].

Material do Pavimento	Factor de Equivalência Granular
Sub-base de material granular seleccionado	1
Base de pedra britada	1
Base em macadame	1 a 0,5
Base estabilizada betuminosa	1 a 0,5
Base estabilizada de cimento	2
Betão betuminoso (boa condição)	2
Betão betuminoso (má condição)	1 a 0,5
Betão de cimento (boa condição)	3
Betão de cimento (condição razoável)	2 a 3
Betão de cimento (má condição)	2

v) Determinar a espessura de pavimento necessária para uma protecção parcial ao congelamento, de acordo com a Figura 2.8;

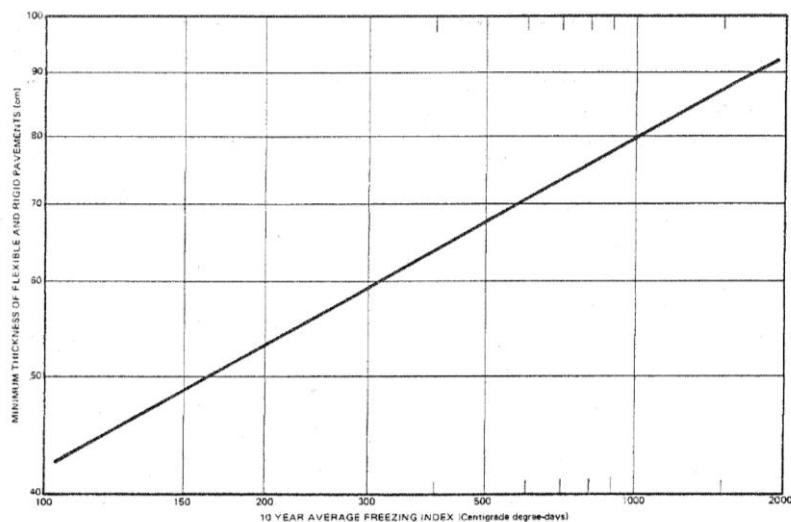


Figura 2.8 - Espessura de protecção parcial ao congelamento [ICAO, 1983].

vi) A espessura do pavimento será a maior das espessuras determinadas em iv) ou v).

³ Para se determinar a espessura granular equivalente da estrutura dum pavimento flexível, a espessura de cada camada da estrutura deve ser multiplicada pelo factor de equivalência granular, do material dessa camada. A soma destas espessuras convertidas é a espessura granular equivalente do pavimento.

- Pavimento Rígido

O cálculo dum pavimento rígido, de acordo com o método Canadano, é um processo iterativo que segue os seguintes passos:

- Determinar o carregamento de projecto (ALR) do pavimento com base em estudos de tráfego e projecções, segundo o quadro apresentado na Figura 2.6;
- Determinar a capacidade de carga do solo de fundação;
- Determinar a espessura de pavimento necessária para uma protecção parcial ao congelamento, de acordo com a Figura 2.8;
- Estimar a espessura da laje de betão que será necessária;
- Determinar a espessura da camada de base, subtraindo a espessura da laje de betão, estimada em iii), à espessura total do pavimento, determinada no ponto ii);
- Determinar o módulo da capacidade de carga no topo da camada de base, utilizando para isso o ábaco da Figura 2.9;

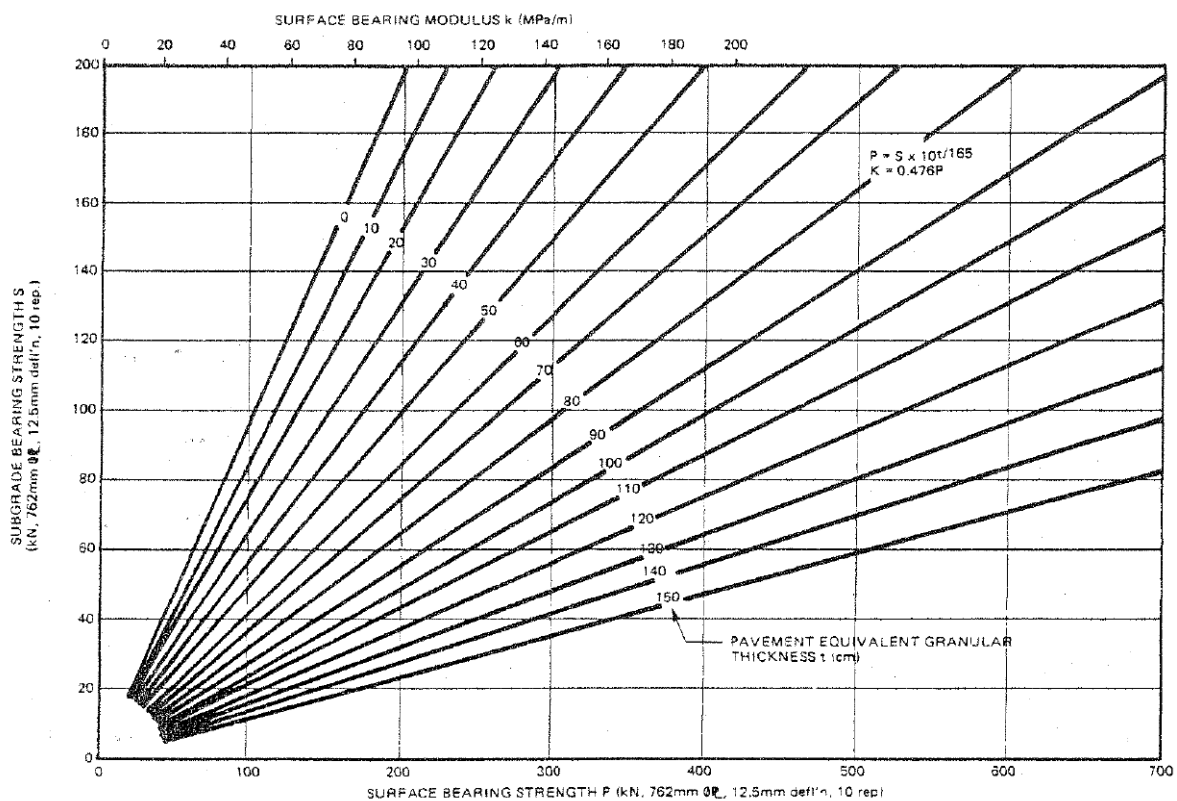


Figura 2.9 - Ábaco do módulo da capacidade de carga no topo da camada de base [ICAO, 1983].

- Determinar a espessura da laje de betão necessária para o módulo de capacidade de carga, determinado em vi), utilizando o ábaco da Figura 2.10;

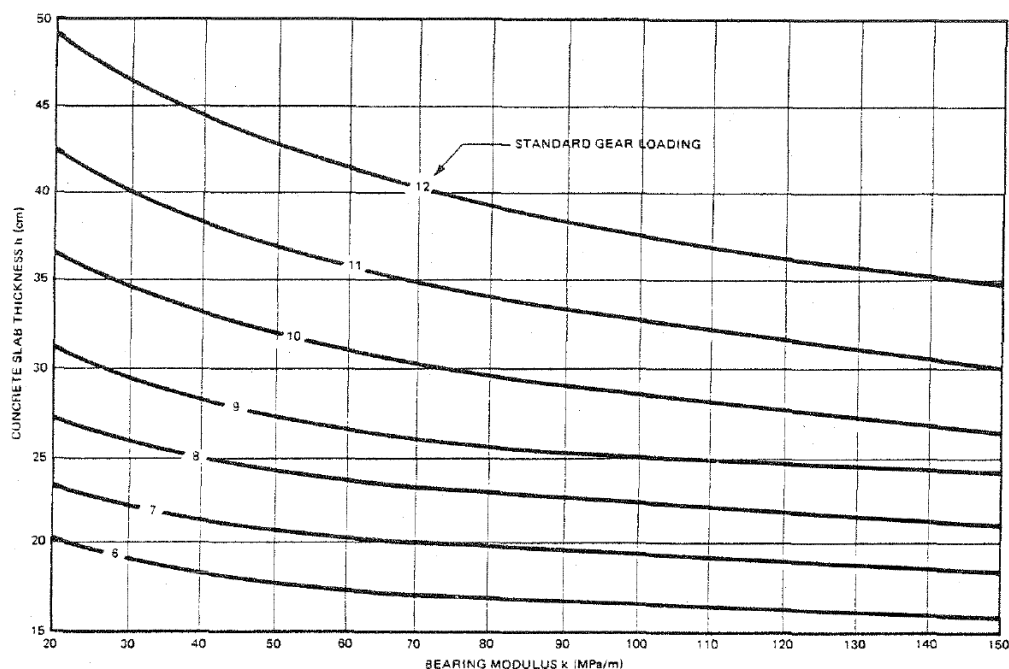


Figura 2.10 - Curvas de dimensionamento de pavimento rígido [ICAO, 1983].

- viii) Usando o valor, determinado em vii), como uma nova estimativa da espessura da laje de betão, repetir os passos iv) a vii) até que a espessura determinada em vii) coincida com a determinada em iv).

2.3.1.5 Método do PCASE

O método do *Pavement-Transportation Computer Assisted Structural Engineering* (PCASE), é o método automático de dimensionamento de pavimentos usualmente utilizado pela FAP. Apoiando-se nas *Unified Facilities Criteria* (UFC) para determinação de critérios de rotura e limitações nas características dos materiais [USACE, 2001].

Este método avalia o efeito que o tráfego exerce na pista, transformando a mistura de tráfego em passagens apenas duma aeronave condicionante, calculada pelo programa ou definida pelo utilizador. A determinação da aeronave condicionante depende da definição de algumas características da envolvente por parte do utilizador, como:

- Tipo de pavimento;
- Categoria do solo de fundação;
- Parte da pista a avaliar.

O presente método permite efectuar o dimensionamento através duma abordagem empírica, apoiando-se nos valores de CBR (para pavimentos flexíveis) e K (para pavimentos rígidos), ou uma abordagem analítica apoiada na análise de camadas elásticas.

O método do PCASE tem a particularidade de se poder considerar, ou não, uma camada de drenagem, opção essa que é transversal a todos os dimensionamentos possíveis. No entanto, tal

camada é considerada como um componente estrutural que faz parte ou da camada de base ou da sub-base, cabendo ao utilizador do programa a decisão da sua inclusão no projecto.

- Pavimento Flexível

Tal como referido, o método do PCASE, permite o dimensionamento de pavimentos segundo uma abordagem analítica ou empírica.

Na abordagem empírica, tanto o solo de fundação como a camada de base têm a sua capacidade de carga definida pelo respectivo valor do CBR, sendo esta última camada limitada a duas opções, CBR 100 ou CBR 80.

Posteriormente, o programa calcula a espessura de betão betuminoso e da camada de base a colocar no pavimento, segundo gráficos presentes no programa, cujo exemplo se encontra na Figura 2.11. A espessura determinada a partir destas curvas de dimensionamento, é a espessura total de pavimento acima da camada cujo CBR foi inserido no ábaco.

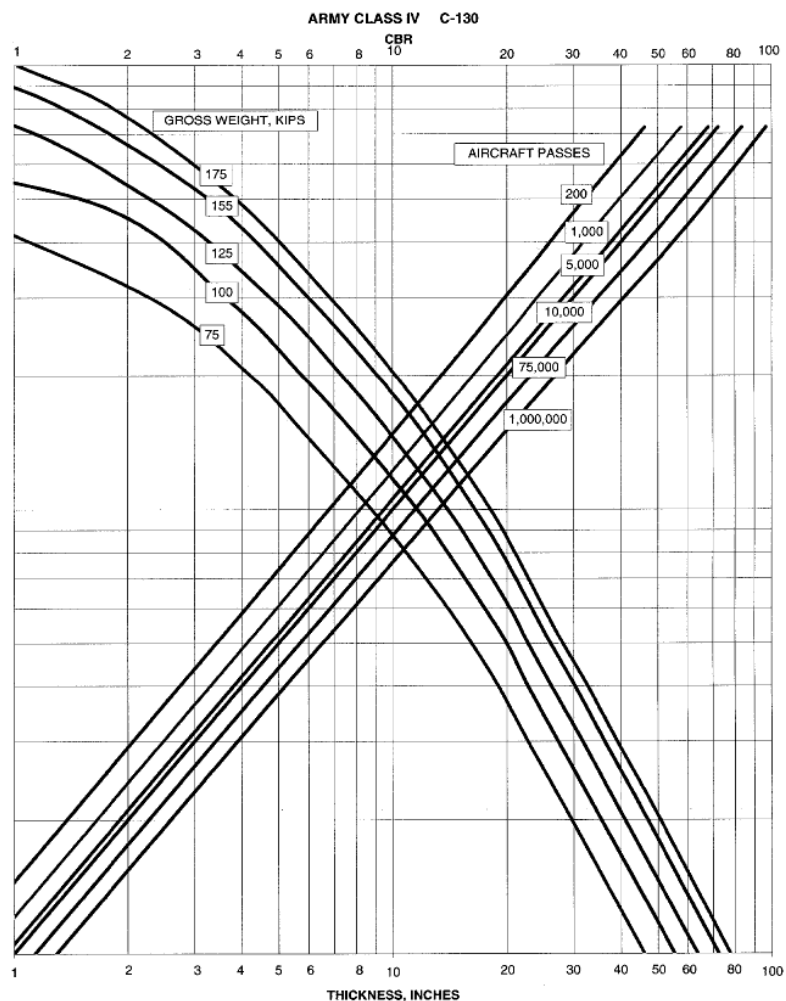


Figura 2.11 - Curva de dimensionamento utilizada pelo PCASE para pavimentos flexíveis [USACE, 2001].

Na abordagem analítica, todas as camadas podem ser caracterizadas, segundo o seu coeficiente de Poisson, módulo de deformabilidade e, exceptuando o solo de fundação, o escorregamento. A última variável define a aderência da respectiva camada, à camada subjacente e pode variar entre 1 e 1000, sendo 1 uma camada completamente aderente e 1000 uma camada sem fricção. O dimensionamento das camadas é efectuado, limitando a extensão horizontal de tracção na base da camada betuminosa e a extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação, de acordo com a solução para múltiplas camadas elásticas de Burmister, solução essa que para a generalidade dos pavimentos requer uma análise computacional [Burmister, 1943].

- Pavimento Rígido

O dimensionamento de pavimentos rígidos é possível de ser efectuado através das mesmas abordagens que o pavimento flexível.

Na abordagem empírica, a capacidade de carga do solo de fundação e da camada de sub-base são expressas segundo os seus valores K , com um máximo de 135 kPa/mm ($=\text{MN}/\text{m}^3$). A camada de base é caracterizada pelo seu módulo de elasticidade, já a camada de betão de cimento possibilita uma caracterização mais detalhada, permitindo a alteração dos valores da resistência à flexão, da percentagem de aço no betão, caso se trate dum betão armado, da percentagem de carga transferida pelas juntas, do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson, todas as variáveis têm valores predefinidos possíveis de serem modificados.

Tal como no pavimento flexível, também segundo a abordagem empírica, o dimensionamento da espessura do pavimento rígido baseia-se na utilização de ábacos presentes no programa do PCASE, construídos a partir dos modelos de carregamento no bordo de Westergaard admitindo uma transferência de carga pelas juntas de 25%. Um exemplo desses ábacos é apresentado na Figura 2.12.

Na abordagem analítica, apenas se verifica a alteração das características que definem o solo de fundação e camada de sub-base, que passam a ser o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade, bem como a inserção da variável do escorregamento nas restantes camadas. O dimensionamento das camadas é efectuado, limitando a tensão de tracção na base da camada de betão de cimento, de acordo com a solução para múltiplas camadas elásticas de Burmister, solução essa que é analisada por um sub-programa [Burmister, 1943].

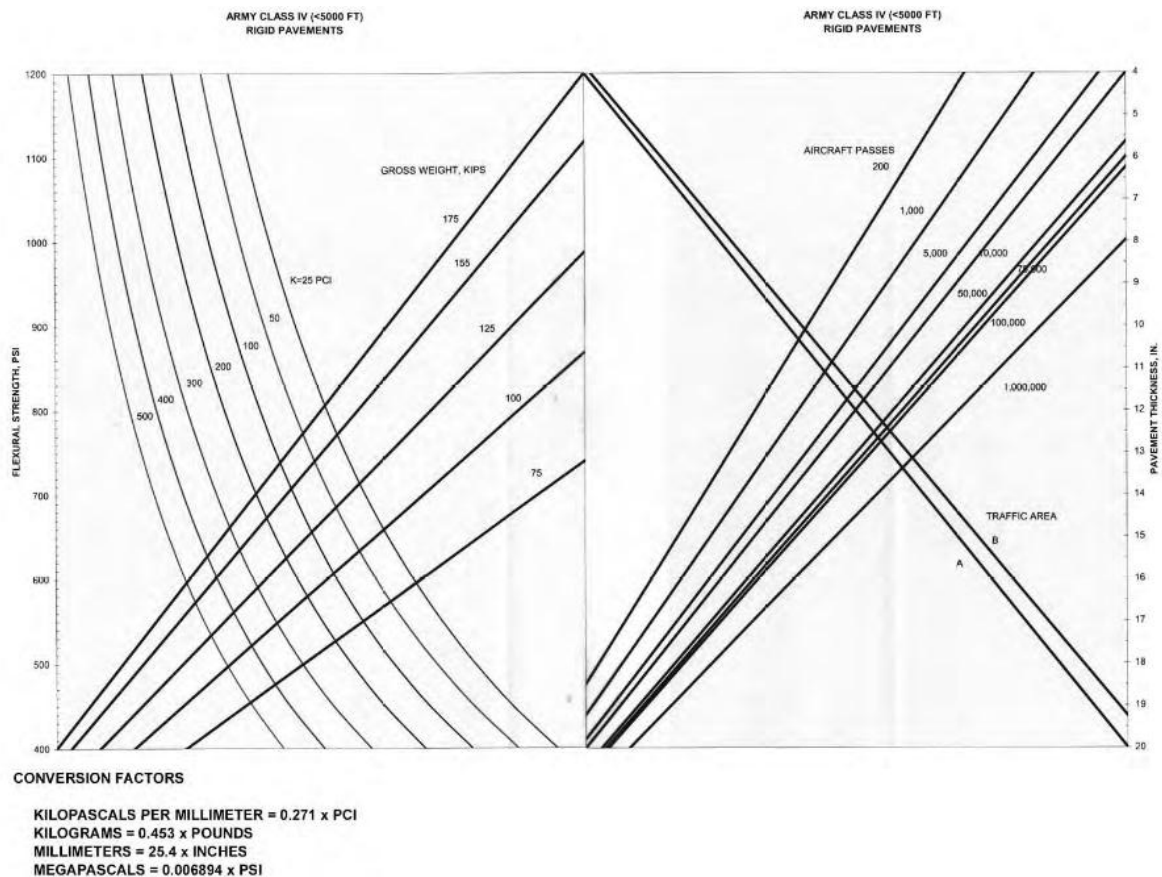


Figura 2.12 - Curva de dimensionamento utilizada pelo PCASE para pavimentos rígidos [USACE, 2001].

2.3.1.6 Método FAA

A FAA utilizou até 1978 um método de dimensionamento, tanto para pavimentos flexíveis como para pavimentos rígidos, que se baseava na comparação das condições locais com dados estatísticos, obtidos da análise do comportamento de muitos pavimentos em serviço, referentes às características dos solos, condições de drenagem, acção do gelo e acção das cargas. A partir desta data, os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis e rígidos diferenciaram-se ainda mais, sendo explicada a evolução de cada um no respectivo subcapítulo.

Com a entrada em vigor, no ano de 2009, da mais recente *Advisory Circular* (AC), a 150/5320-6E, todo o cálculo passou a ser efectuado mediante um programa de cálculo automático, sendo que os diferentes critérios de rotura são descritos nos subcapítulos seguintes.

Ao contrário da antiga AC, agora recomenda-se que, ao em vez de se analisar os movimentos equivalentes apenas duma aeronave, designada de aeronave crítica ou aeronave de projecto, se considere os movimentos de todas as aeronaves, sendo que cada uma destas contribuirá para um factor cumulativo de dano (*Cumulative Damage Factor* (CDF^4)).

O método de dimensionamento, utilizado pelo programa *Federal Aviation Administration Rigid and Flexible Iterative Elastic Layer Design* (FAARFIELD), baseia-se numa análise elástica por

⁴ O CDF distribui-se segundo a lei de distribuição normal de Gauss, referente ao eixo da pista.

camadas e por uma análise tridimensional de elementos finitos, para os pavimentos flexíveis e rígidos, respectivamente.

Relativamente às aeronaves consideradas no programa FAARFIELD da nova AC, existe uma vasta variedade de aeronaves à escolha, divididas em seis grupos:

- Genéricos;
- Airbus;
- Boeing;
- Outros Comerciais;
- Aviação Geral;
- Militares.

Para além disso, o projectista tem a possibilidade de ajustar os pesos brutos das aeronaves em questão, de forma a se adequar ao caso em estudo.

No que diz respeito à carga considerada pelo programa, é preconizado na AC que o método de dimensionamento se baseia no peso bruto da aeronave à descolagem e é assumido que 95% desse peso é suportado pelo trem principal e os restantes 5% pelo trem de nariz.

O novo programa tem ainda em conta o movimento lateral das aeronaves, relativamente ao eixo da pista, quando se desloca ao longo desta e nas diversas passagens. Este factor e o espalho da aeronave irão depois contribuir para a determinação da influência de determinada aeronave no CDF da pista.

Também aqui são contabilizadas as descolagens, em detrimento das aterragens, pelo facto de na aterragem os aviões se encontrarem substancialmente mais leves, devido ao consumo de combustível e porque no momento da aterragem as asas do avião ainda lhe conferem alguma sustentação que alivia a força dinâmica vertical que é transmitida ao pavimento.

Para se efectuar o cálculo dos diferentes tipos de pavimentos, é necessário inserir no programa:

- Mistura de tráfego prevista, com possibilidade de crescimento durante a vida útil;
- Capacidade de carga do solo de fundação.

Atribuindo estes dados, o programa permite dimensionar pavimentos flexíveis e rígidos para uma vida útil standard de 20 anos, podendo esta ser modificada, sabendo no entanto que a alteração levará a desvios nos resultados.

A constituição dos pavimentos será com materiais pré-definidos pelo programa de cálculo. No entanto, há a possibilidade de se conferir diferentes propriedades aos materiais, mediante algumas limitações [FAA, 2009].

- Pavimento Flexível

A partir de 1978, com a introdução da AC 150/5320-6C, entrou em uso o novo sistema da FAA de dimensionamento de pavimentos flexíveis, que se baseava também no valor de CBR, sendo, no entanto, ligeiramente diferente do método do CBR descrito anteriormente.

No ano de 1995, a FAA, publicou a sua nova AC, a AC 150/5320-6D, onde introduziu alguns aperfeiçoamentos ao novo método e publicou ábacos de dimensionamento de aviões do tipo *wide body*, como sejam os Boeings 757 e 767 e o Airbus A-310.

Nos dias de hoje, e segundo a mais recente AC, o FAARFIELD utiliza a máxima extensão vertical no topo do solo de fundação e a máxima extensão horizontal na base das misturas betuminosas para dimensionar pavimentos flexíveis e prever a sua vida útil [FAA, 2009]. Isto é, aliás, uma prática corrente para o dimensionamento de pavimentos flexíveis.

- Pavimento Rígido

Após a publicação da AC 150/5320-6C, em 1978, o solo de fundação dos pavimentos rígidos passou a ser considerado segundo o modelo de Westergaard e caracterizado através do seu módulo de reacção (K).

Em 1995, foi publicada nova circular, a AC 150/5320-6D, mas os princípios de dimensionamento para os pavimentos rígidos mantiveram-se quase inalterados.

Na actualidade, e segundo a AC-6E, o FAARFIELD utiliza a máxima tensão horizontal no fundo, ao longo do bordo, da laje de betão para dimensionar pavimentos rígidos e prever a vida útil do mesmo [FAA, 2009].

2.3.2 Dimensionamento de Reforços

O dimensionamento dos reforços a aplicar em aeródromos pode ser feito segundo duas vias, a racional e a empírica.

O método empírico de cálculo baseia-se no dimensionamento dum pavimento novo para o tráfego futuro, partindo do princípio que se conhece a capacidade de carga do solo de fundação. Após calculada a espessura granular equivalente que o pavimento reforçado deve apresentar, subtrai-se a essa espessura a espessura granular equivalente do pavimento existente e obtém-se a espessura de reforço, em material granular, que se deve aplicar. Utilizando os factores de equivalência, apresentados no Quadro 2.4, chega-se à espessura de material betuminoso a aplicar.

O dimensionamento do reforço dum pavimento por métodos racionais implica a execução duma análise de fadiga e do conhecimento do estado de conservação do pavimento existente, bem como a determinação da vida útil residual do mesmo [Barbosa, 1984].

Os métodos empíricos apesar de simples aplicação, têm a limitação de não considerarem o desgaste do pavimento existente. Partindo do pressuposto que o reforço não transforma um pavimento velho em novo e não faz desaparecer o desgaste já sofrido, considera-se de maior importância a análise de alguns métodos de dimensionamento racionais, em detrimento dos empíricos.

Note-se que, qualquer que seja o método de reforço a utilizar, ou o processo de construção do mesmo, as anomalias graves, devem ser estudadas e mitigadas ou solucionadas por completo, antes da aplicação do reforço [Garg et al., 2004].

2.3.2.1 Método da Shell

Este método de dimensionamento consiste num processo iterativo em que se arbitra espessuras de reforço, fixando-se à partida as características elásticas do material que a constitui.

A análise é efectuada em separado para os critérios de extensão horizontal de tracção na base da camada betuminosa e da extensão de compressão vertical no solo de fundação. No método da Shell, analisa-se ainda a hipótese do pavimento se encontrar de tal forma deteriorado, que se pode assemelhar a uma camada de base.

O dimensionamento das espessuras de reforço é feito de modo semelhante ao utilizado para o cálculo de um pavimento novo, descrito no ponto 2.3.1.2, sendo que neste caso, já se conhece as espessuras das camadas existentes e acrescentar-se-á uma espessura de reforço. O cálculo consiste na determinação de factores de desgaste de cada aeronave, agora para o pavimento reforçado, e a aproximação do somatório dos mesmos à unidade [Shell, 1978].

2.3.2.2 Método do PCASE

O dimensionamento de reforços através do método do PCASE apenas pode ser feito mediante a abordagem empírica. Caracterizando-se o pavimento existente conforme descrito no Capítulo 2.3.1.5, caso seja flexível ou rígido.

Neste método, é possível entrar em consideração com o estado actual da superfície do pavimento existente, definindo um de dois factores de condição, C_r (para reforço rígido) e C_b (para reforço flexível), ambos balizados entre 0,5 e 1. Os factores de condição, podem ser determinados pela sua relação com o *Pavement Condition Index* (PCI) da pista, como mostram as Figuras 2.13 e 2.14 [USACE, 1994] [ASTM D 5340-98].

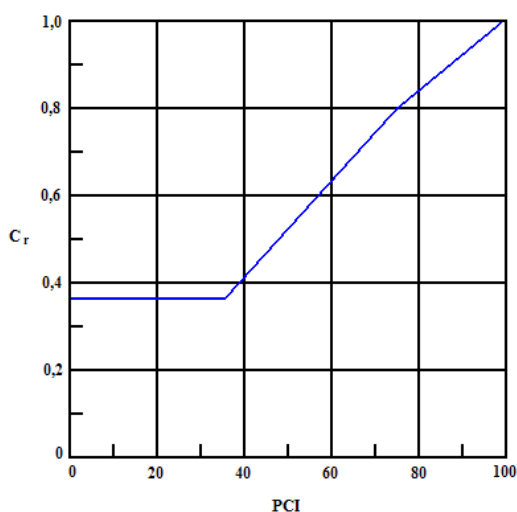


Figura 2.13 - Gráfico para a determinação do factor C_r [USACE, 1994]

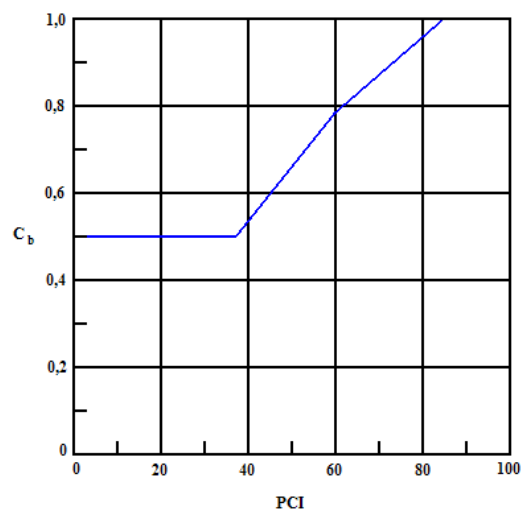


Figura 2.14 - Gráfico para a determinação do factor C_b [USACE, 1994]

2.3.2.3 Método da FAA

O método da FAA para dimensionamento de reforços indica explicitamente que se deve conhecer as propriedades do pavimento existente, como as espessuras e resistências das camadas, o estado de conservação e a capacidade de carga do solo de fundação. A FAA assume ainda que o reforço dimensionado será aplicado num pavimento que possua uma boa integridade estrutural.

Os métodos das camadas elásticas e dos elementos finitos tridimensionais, implementados no programa FAARFIELD, permitem uma abordagem directa ao problema, possibilitando o cálculo de reforços tanto em betão betuminoso como em betão de cimento, para qualquer tipo de pavimento, exceptuando pavimentos em *sandwich*⁵. Estes, ao apresentarem uma camada de separação granular, que usualmente fica saturada, reduzem drasticamente a estabilidade da camada de reforço.

Para avaliar as condições do pavimento, é utilizado o PCI que é calculado a partir de inspecções visuais de todos os tipos de anomalias que, combinadas ou isoladas, possam levar o pavimento a não desempenhar as funções a que se destina.

As anomalias registadas dividem-se em anomalias estruturais e funcionais, no entanto, as anomalias funcionais não entram em linha de conta quando se calcula espessuras de projecto ou de reforço. Existe, por isso, um outro índice que indica as condições estruturais dos pavimentos, o *Structural Condition Index* (SCI) que é uma componente do PCI, e é obtido através da conversão dos valores obtidos através dos mesmos inquéritos de inspecção visual utilizados para determinar o PCI [ASTM D 5340-98].

A FAA apresenta o valor de SCI=80 como sendo o valor limite da vida útil dum pavimento rígido e flexível, todavia, esse valor para os pavimentos flexíveis não é tão bem aceite como para os rígidos. A partir de um SCI=80, o pavimento precisará de sofrer uma operação de reabilitação mais profunda. Por esse motivo, é permitido no FAARFIELD, inserir o SCI respectivo do pavimento existente, para que entre em linha de conta com o estado de conservação actual do pavimento [FAA, 2009].

O tráfego previsto que irá operar sobre o reforço, nos 20 anos seguintes, e as propriedades dos materiais de reforço, também podem ser alterados para se aproximarem o mais possível das condições a que estará sujeito o reforço dimensionado.

2.4 Método Usado

O método escolhido como método de análise para a elaboração dos cálculos, tanto de dimensionamento de pavimento novo, como dimensionamento de reforços, foi o método da FAA. A escolha deste método deveu-se ao facto de alguns dos métodos, apresentarem princípios que não se aplicavam ao caso em estudo, mas essencialmente por o método escolhido ser o mais recente e por se apoiar numa vasta experiência prática.

⁵ Pavimentos em *sandwich*, são pavimentos que já possuem uma camada de reforço e que entre o pavimento antigo e a camada de reforço se encontra uma camada de separação granular.

O facto do método da FAA possibilitar o dimensionamento das opções consideradas para a reabilitação da pista, influenciou a sua escolha, por forma a se ter um método coerente apesar de se fazer os cálculos para diferentes alternativas com critérios de rotura distintos.

O método do CBR, apesar de pioneiro e muito difundido, negligencia asunções que outros métodos fazem, com comprovado interesse para o cálculo de pavimentos flexíveis. Este método considera na sua análise apenas as passagens, ou operações, dos aviões e não os recobrimentos gerados pelas mesmas passagens, desta forma não se tem em conta a configuração dos trens de aterragem das aeronaves, nem o seu movimento lateral ao longo da pista, sendo relegado para segundo plano o dano diferenciado que cada aeronave gera no pavimento. Foi também comprovado que a Equação 6 (pág.11) apresenta valores de espessura razoáveis para valores de CBR 15, sendo que para valores superiores, considerações de durabilidade e outros parâmetros afectam a espessura do pavimento [Veloso, 2007].

O método da Shell possui um procedimento de cálculo eficaz e de grande relevância, para o cálculo de pavimentos flexíveis. O facto de não ser tão utilizado para o dimensionamento de pavimentos rígidos, contribuiu para que não fosse opção na aferição de propostas de reabilitação.

O método da PCA é um método consagrado no cálculo de pavimentos rígidos, todavia o mesmo processo não pode ser aplicado a pavimentos flexíveis. O facto do processo se apoiar inevitavelmente nos ábacos criados pela própria PCA constitui por si só um entrave à sua utilização na medida em que existe a possibilidade de nem todas as aeronaves, presentes no projecto, terem o respectivo ábaco.

Quanto ao método Canadano, pelo facto de ter sido especialmente elaborado mediante dados e com vista à sua aplicação em zonas de gelo sazonal, foi excluído como uma boa opção de dimensionamento. A pista da BA11, em estudo, por se localizar em Beja, não representa uma zona em que este método possa ter aplicabilidade eficiente, podendo introduzir erros no dimensionamento dos pavimentos em causa.

O método do PCASE por ser o método usualmente utilizado pela FAP, considera-se vantajoso para que se possa estabelecer um termo de comparação com o método seleccionado. O facto do cálculo de reforços apenas se poder efectuar mediante uma abordagem empírica, limita a caracterização de algumas camadas da estrutura do pavimento, como sejam, o solo de fundação e a camada de base, sendo uma desvantagem para o cálculo.

O facto do programa que suporta o método da FAA, no dimensionamento de pavimentos rígidos, utilizar uma análise tridimensional de elementos finitos traz a vantagem de:

- Modelar convenientemente pavimentos rígidos, incluindo bordos das lajes e juntas;
- Lidar com carregamentos complexos de uma forma simples;
- Não apresentar limitações ao nível do número de camadas estruturais ou tipos de materiais.

No entanto, o mesmo método de análise que apresenta estas vantagens tem também as suas desvantagens, como sejam o tempo de computação que o processo requer e o facto da malha dos elementos finitos poder sempre ser refinada, com o custo porém de mais tempo de computação.

No cálculo de reforço, como mencionado na secção 2.3.2.3, é possível ter em consideração o estado de conservação do pavimento existente através do respectivo valor de SCI, determinado ou assumido.

Por todas as razões apresentadas, optou-se pela utilização do método da FAA, com recurso ao programa FAARFIELD, para calcular tanto as hipóteses de construção de pavimentos novos, como a hipótese de reforço da pista da BA11.

3 CARACTERIZAÇÃO DA PISTA

3.1 Dimensionamento de Projecto (1961)

Os elementos de cálculo utilizados, aquando do concurso para a construção dos pavimentos aeronáuticos da Base Aérea Nº 11 em Beja, eram baseados no método do dimensionamento de pavimentos rígidos do CEEU [USACE, 1958]. Por conseguinte, o dimensionamento era feito com base no tipo de missão que o aeródromo viria a suportar e na aeronave crítica para esse tipo de missão.

Tudo o que a seguir se descreve, no Capítulo 3.1, foi coligido a partir do Memorando de Dimensionamento e Avaliação dos Pavimentos Pré-esforçados das pistas da BA11-Beja (2002), sendo a própria descrição baseada nesta mesma referência.

3.1.1 Aeronave crítica de projecto

A aeronave escolhida para a missão de bombardeiros pesados, tendo em consideração o gráfico desenvolvido pelo CEEU à data, foi o bombardeiro pesado, precursor do actual B-52 da Boeing, o B-36 da Convair (USA).

Através da utilização do gráfico representado na Figura 3.1, é possível obter a espessura das lajes de pavimento em betão de cimento, conhecidas algumas variáveis:

- Trem em triciclo;
- Área de contacto dos pneus (267 pol^2);
- Trem de tandem de roda dupla;
- Resistência à flexão do betão ($BF 45 \text{ kg/cm}^2 = 640 \text{ Psi}$);
- Módulo de reacção do solo ($K_{sb} = 300 \text{ lbs/pol}^3$);
- Carga máxima transmitida ao pavimento pelo grupo de rodas principal (175 000 lbs).

Com base nestes elementos, o projectista chegou então a um valor para a espessura das lajes de betão, de 36 cm, sobre uma camada base de solo-cimento com 15 cm de espessura e uma sub-base de saibros com uma espessura média de 40 cm.

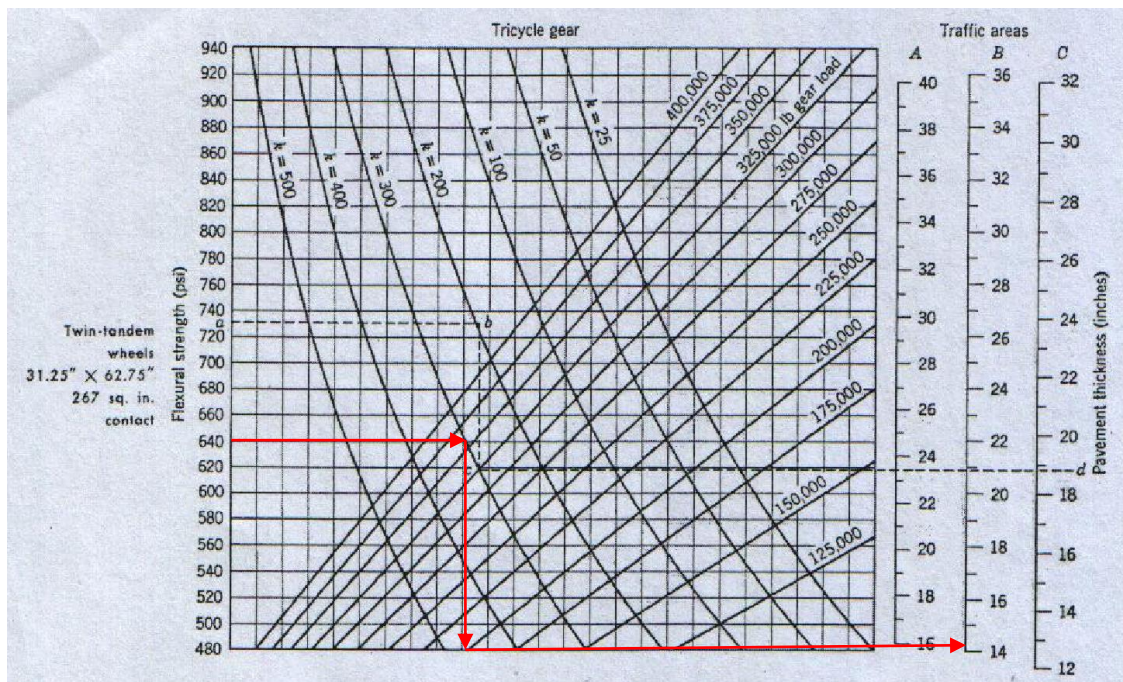


Figura 3.1 - Ábaco para determinação da espessura de pavimento rígido [Veloso, 2002].

3.1.1.1 Cálculo da CERS

Com base nos dados utilizados no dimensionamento e para uma posterior análise da capacidade de carga dos pavimentos, através do método do *Load Classification Number* (LCN), torna-se necessário traduzir a aeronave crítica em termos de Carga Equivalente por Roda Simples.

A carga equivalente por roda simples de um trem de aterragem de rodas múltiplas sobre um pavimento, é a carga que actuando com a mesma pressão de contacto do que as rodas do trem, produz tensões no betão equivalentes às produzidas pelo conjunto das rodas do trem de aterragem.

Para se efectuar este cálculo num pavimento rígido, utilizou-se a fórmula de Westergaard, revista por Bradbury, a qual consiste na determinação do valor da carga simples, que actuando no centro de uma laje de betão, produziria tensão idêntica à produzida por quatro rodas de pequeno espaçamento, representando respectivamente a carga de um trem de tandem de roda dupla.

Nesta expressão, entram em linha de conta variáveis respeitantes ao trem de aterragem, bem como ao pavimento:

- Carga por roda;
- Espaçamento das rodas;
- Pressão dos pneus;
- Espessura da laje de betão;
- Módulo de elasticidade;
- Coeficiente de Poisson para o betão;
- Módulo de reacção da sub-base do pavimento.

Fórmula de Westergaard:

$$\sigma_c = 0,31625 \frac{W}{h^2} \left[4 \log_{10} \left(\frac{l}{b} \right) + 1,0693 \right] \quad (11)$$

Em que:

σ_c = tensão devido à flexão no centro da laje (lbs/pol²);

W = carga aplicada (lbs);

h = espessura da laje de betão (pol);

E = módulo de deformabilidade do betão ($E = 3\,000\,000$ lbs/pol²);

ν = coeficiente de Poisson do betão ($\nu = 0,15$);

K_{sb} = módulo da reacção da sub-base ($K_{sb} = 300$ lbs/pol³);

l = raio de rigidez relativa (pol) ($l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)K_{sb}}}$);

b = raio da área carregada (pol) ($b = \sqrt{1,6r^2 + h^2} - 0,675h$);

r_e = raio do círculo de área de contacto equivalente (pol).

Visto que “b=r” quando “ r_e ” é maior do que 1,724h, considera-se que “b” é igual a “ r_e ”, por razões de simplificação de cálculo, sendo pequeno o erro introduzido.

Para a utilização do ábaco da Figura 3.2, considerando o caso de uma perna principal do trem de aterragem com tandem de roda dupla, existem cinco incógnitas a ter em conta:

- Raio de rigidez relativa (constante para um dado pavimento);
- Carga no trem de aterragem;
- Área total de contacto de todas as rodas do conjunto;
- Espaçamento das rodas;
- Carga equivalente por roda simples.

As cinco incógnitas foram então combinadas em 3 factores adimensionais, que serão utilizados para a consulta do ábaco:

- $\frac{\text{Espaçamento das rodas (S)}}{l} = \frac{31,25 \text{ pol}}{39,53 \text{ pol}} = 0,79$;
- $\frac{\text{Espaçamento do tandem (ST)}}{l} = \frac{62,75 \text{ pol}}{39,53 \text{ pol}} = 1,59$;
- $\frac{\text{Área de contacto de todas as rodas (A)}}{l^2} = \frac{4 \times 267 \text{ pol}^2}{(39,53 \text{ pol})^2} = 0,69$.

$$\text{Com } l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)K}} = \sqrt[4]{\frac{3\,000\,000 \times 14,1^3}{12(1-0,15^2)300}} = 39,53 \text{ pol}$$

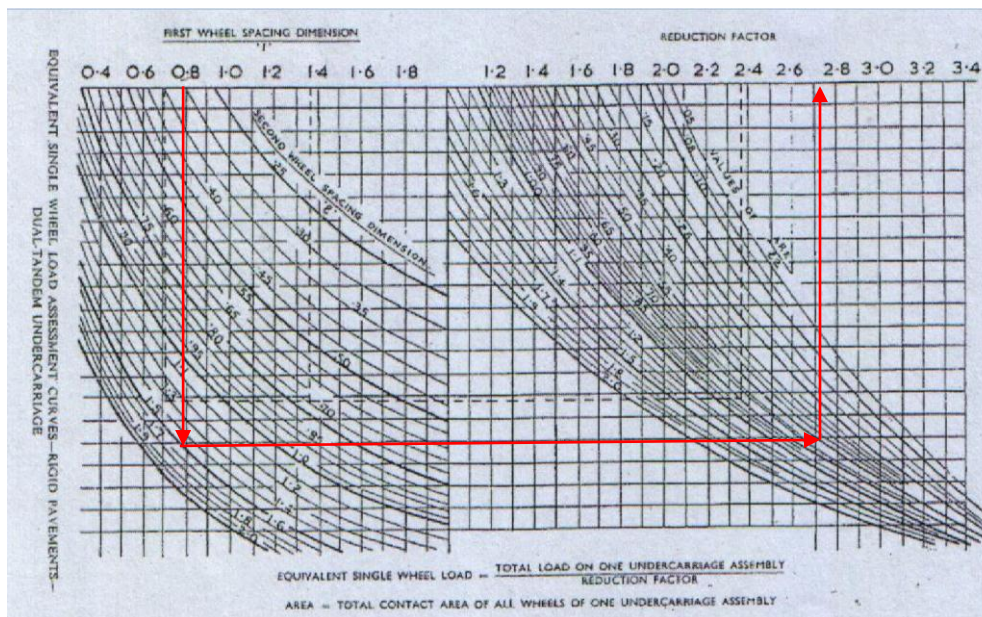


Figura 3.2 - Ábaco do factor de redução [Veloso, 2002].

O Coeficiente de Redução retirado do ábaco da Figura 3.2, foi de 2,73.

Desta forma, o cálculo da carga equivalente por roda simples (CERS) obteve-se através da seguinte equação:

$$CERS = \frac{\text{Carga Total sobre uma perna}}{\text{Coeficiente de Redução}} = \frac{175\,000\text{ lbs}}{2,73} = 64\,100\text{ lbs}$$

3.1.2 Capacidade de carga dos pavimentos (LCN)

À data de elaboração do projecto da pista da BA11, o método utilizado para a classificação da capacidade resistente dos pavimentos era o método do LCN, que nos anos 1980's seria substituído pelo método de classificação vigente nos dias que correm, o método do *Pavement Classification Number* (PCN).

O método LCN é um sistema que permite em termos aeronáuticos traduzir a resistência às acções introduzidas pelos trens das aeronaves que irão utilizar o aeródromo. Tendo em atenção que um avião só pode ser utilizado com segurança no solo se forem conhecidas inteiramente as características das cargas que impõe aos pavimentos e a capacidade de cargas desses mesmos pavimentos. Este método torna-se útil ao facilitar a comparação das cargas impostas pelo avião e a capacidade de carga do pavimento.

Atendendo aos parâmetros de dimensionamento dos pavimentos (área de contacto de 267 in², carga por eixo de 175 000 lbs e pressão de enchimento dos pneus de 164 psi), o projectista calculou uma carga equivalente por roda simples de 64 100 lbs e com a consulta do ábaco da Figura 3.3 do método LCN, converteu o CERS e a pressão de enchimento dos pneus no número de LCN = 84.

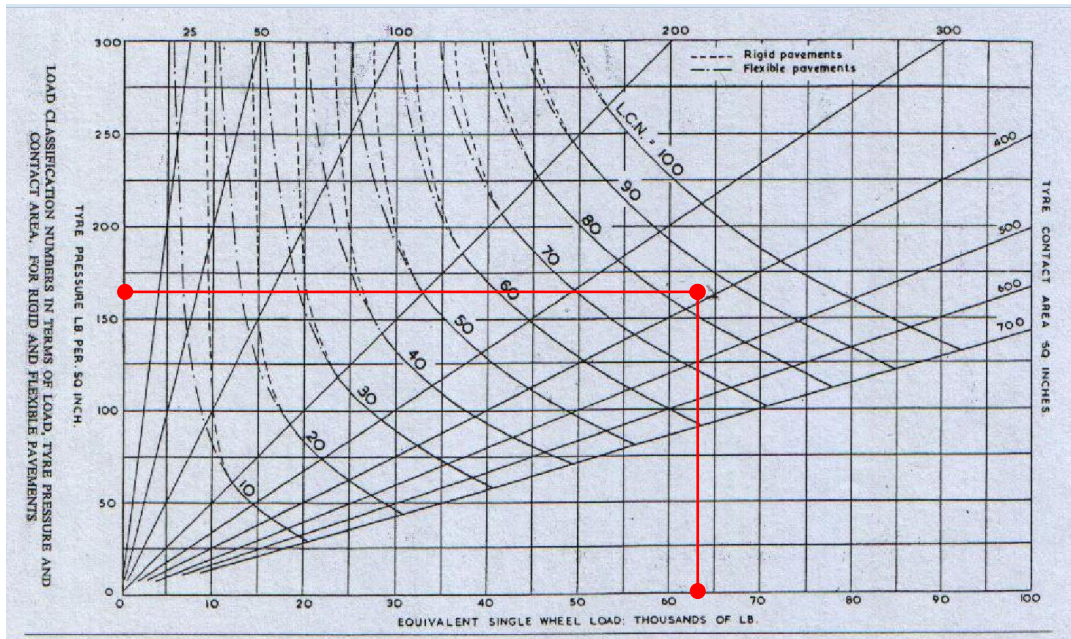


Figura 3.3 - Ábaco para determinação do LCN.

Todavia, na fase de elaboração do caderno de encargos, entendeu-se que se deveria considerar uma CERS de 67 570 lbs, mantendo a pressão de enchimento dos pneus de 164 psi. Com estes novos dados, chegou-se então ao número de LCN = 90 que seria levado a concurso.

3.1.3 Solução construtiva adoptada

Como referido no Capítulo 3.1.1, com base nos elementos de dimensionamento, o projectista chegou a um valor de espessura das lajes em betão simples de 36 cm, sobre uma base de solo-cimento de 15 cm e uma sub-base de saibros com espessura média de 40 cm.

No entanto, foi posteriormente pedido aos empreiteiros concorrentes para apresentarem uma variante para a construção das lajes de betão simples em lajes de betão pré-esforçado.

3.1.3.1 Tensões em lajes de betão de cimento

Por forma a se compreender como foi efectuado o cálculo estático das lajes de betão pré-esforçado, é necessário entender que solicitações provocam maior tensão nos pavimentos rígidos e de que forma estas actuam na laje.

As solicitações a que um pavimento rígido aeronáutico está sujeito são:

- As cargas das rodas dos aviões;
- A deformação das lajes do pavimento (encurvadura) devido ao diferencial de temperaturas entre o topo e a base das lajes;

- A deformação das lajes do pavimento devido às diferenças de humidades entre o topo e a base das lajes;
- O atrito desenvolvido entre a laje e a fundação, quando a laje tende a variar de volume.

A análise teórica das tensões numa laje de betão, desenvolvida por Westergaard nos anos 1920's, tem por base as seguintes hipóteses:

- A laje de betão é um sólido homogéneo, isotrópico e elástico;
- A carga da roda é uniformemente distribuída sobre a área de contacto e actua perpendicularmente à superfície da laje (esta área pode ser considerada como circular ou elíptica, sendo a utilização do primeiro caso menos trabalhoso);
- Não se consideram forças actuantes no plano da laje;
- As lajes não se deformam na direcção vertical;
- Após a flexão os planos permanecem perpendiculares;
- Não há deformações no plano médio da laje;
- Não há atrito entre a laje e o suporte;
- A reacção do solo de fundação é vertical e proporcional à deflexão da laje ($p = Kz$, sendo "z" a deflexão da laje). O terreno é representado por molas elásticas de rigidez K (fundação de Winkler).

No que diz respeito à fundação, a consideração do modelo de Winkler leva à obtenção de tensões teóricas um pouco superiores às reais. As dificuldades inerentes à determinação rigorosa do módulo de deformabilidade dos solos fizeram com que se adoptasse o modelo de Winkler, em detrimento de um modelo elástico, dado saber-se que este representa uma hipótese conservativa.

Numa laje de betão, as tensões verificadas dependem da zona de aplicação da carga, sendo por isso considerados três casos, com a carga no centro da laje, no bordo da laje e no interior da laje.

As equações das tensões para os três casos (Equações de Westergaard), considerando a área carregada como sendo circular, são as seguintes [Westergaard, 1948]:

Carga no canto:

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{r\sqrt{2}}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (12)$$

Carga no bordo:

$$\sigma_b = \frac{0,529P}{h^2} (1 + 0,54\nu) \left(\log_{10} \frac{Eh^3}{Kb^4} - 0,71 \right) \quad (13)$$

Carga no interior:

$$\sigma_i = \frac{0,275P}{h^2} (1 + \nu) \left(\log_{10} \frac{Eh^3}{Kb^4} \right) \quad (14)$$

Em que:

E = módulo de deformabilidade do betão (lbs/pol²);

ν = coeficiente de Poisson do betão (adimensional);

K = módulo de reacção da fundação (lbs/pol³);

h = espessura da laje de betão (pol);

P = carga total sobre a roda (lbs);

r = raio do círculo de área de contacto equivalente (pol);

$b = \sqrt{1,6r^2 + h^2} - 0,675h$, quando $r < 1,724h$;

$b = a$, quando $r \geq 1,724h$;

σ_c = tensão máxima do betão na superfície superior da laje, junto de um canto (lbs/pol²);

σ_b = tensão máxima do betão na superfície inferior da laje, ao longo de um bordo (lbs/pol²);

σ_i = tensão máxima do betão na superfície inferior da laje, directamente sob o centro de uma carga aplicada (lbs/pol²).

As fórmulas apresentadas acima são importantes para compreender onde as tensões irão ser superiores e que factores as influenciam. Pode concluir-se então que, nas condições de carga correntes, as tensões mais elevadas desenvolvem-se quando a carga actua num bordo da laje, e em seguida quando a carga actua no canto de uma laje. Verifica-se também que as tensões máximas são directamente proporcionais às cargas aplicadas e que se a área de distribuição aumentar, a tensão máxima será reduzida consideravelmente.

Pode-se constatar ainda os efeitos que o aumento da espessura da laje e a variação do módulo de reacção da fundação têm na tensão máxima. No caso de se aumentar a espessura da laje, ocorrerá uma redução importante da tensão, visto que, para a mesma carga, a tensão máxima, numa laje de 0,30 m de espessura, é cerca de 1/4 a 1/3 da tensão numa laje de 0,15 m de espessura. Inversamente, a variação do módulo de reacção da fundação tem pequena influência nos valores das tensões, sendo que, uma variação do valor de K de 200 lbs/pol³ para 50 lbs/pol³, conduz a um aumento de cerca de 10% ou inferior na tensão máxima.

3.1.3.2 Cálculo das tensões da "Carga de Trânsito" para a Laje Pré-esforçada

Como consequência das alterações introduzidas na 2ª fase do concurso para a execução dos pavimentos em betão pré-esforçado, foram alterados vários valores das acções e materiais utilizados:

- CERS = 64 100 lbs = 29 075 kg;
- Momento flector resultante da carga de trânsito = 1 620 kgm/m;
- Pressão dos pneus = 164 psi = 11,53 kg/cm²;
- Módulo de deformabilidade do betão $E = 5\,000\,000$ psi = 350 000 kg/cm²;
- Resistência à flexão $\sigma_{BZ} = 800$ psi = 55 kg/cm²;
- Tensão de tracção máxima do betão $\sigma_{\text{tracção Máx}} = \frac{\sigma_{BZ}}{1,25} = 640$ psi = 44 kg/cm²;
- Solo-Cimento com resistência mínima $\sigma_{sc} = 30$ kg/cm²;

- Coeficiente de Poisson do betão $\nu = 1/6 = 0,167$;
- Módulo de reacção da fundação $K = 300 \text{ lbs/pol}^3 = 8,3 \text{ kg/cm}^3$;
- Espessura da laje $h = 6,29 \text{ pol} = 16 \text{ cm}$;
- Largura da laje = 7,5 m;
- Comprimento (entre juntas) da Pista principal = 95 m;
- Largura total da Pista principal = 60 m;
- Comprimento (entre juntas) da Pista secundária = 99 m;
- Largura total da Pista secundária = 30 m.

Com os dados apresentados e utilizando a fórmula de Westergaard corrigida e os seus factores de correcção (L e Z), foi determinada a tensão máxima e mínima de tracção induzida pela carga de trânsito na base da laje, como mostrado de seguida:

L = máxima distância radial desde o centro da carga dentro da qual é feita uma redistribuição das reacções da fundação;

Z = relação entre a redução de flecha devido à variação da reacção e a flecha dada pela fórmula de Westergaard;

$Z_3(\alpha)$ = Função cilindro (SCHLEICHER: "Placas circulares sobre infraestruturas elásticas", Editor: SPRINGER 1926).

(Estes factores de correcção podem ser obtidos para determinadas condições, com base nos resultados de ensaios de placa sobre pavimentos de lajes pré-esforçadas. Na Figura 3.4, apresenta-se o gráfico resultante dos ensaios de placa em lajes de betão pré-esforçado com 14 cm de espessura.)

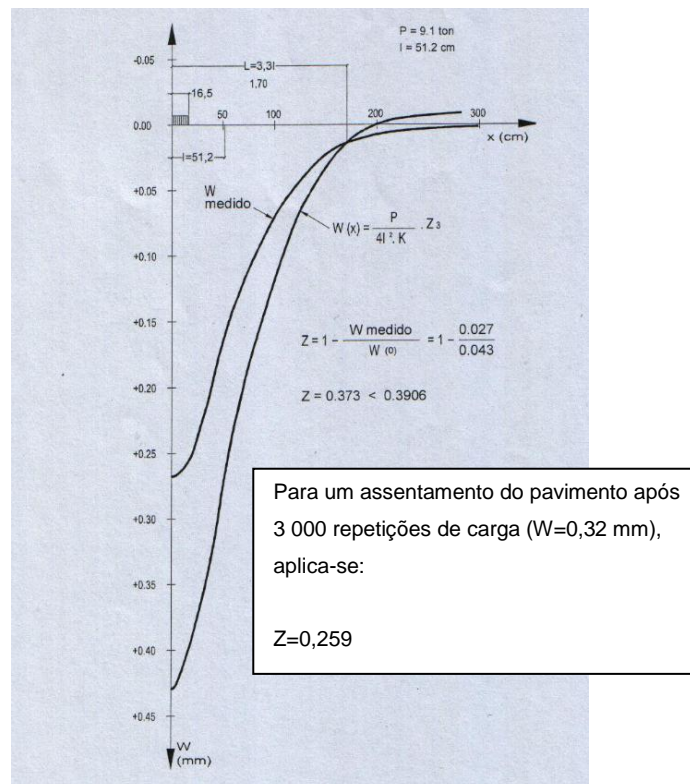


Figura 3.4 - Gráfico do ensaio de placa de carga numa laje de betão pré-esforçado de 14 cm de espessura [Veloso, 2002].

$$\alpha = \frac{\left(\sqrt{\frac{P}{\sigma_0 \pi}} + \frac{h}{2} \right)}{\sqrt[4]{\frac{E_b h^3}{12(1-\nu^2)K}}} \quad (15)$$

Aplicando a Equação (15) e substituindo as suas incógnitas pelos valores acima indicados, obteve-se que:

$$\alpha = \frac{\left(\sqrt{\frac{29\,075}{11,53 \times \pi} + \frac{16}{2}} \right)}{\sqrt[4]{\frac{350\,000 \times 16^3}{12(1-(1/6)^2) \times 8,3}}} = 0,585 ; \text{ resultando } Z_3(\alpha) = -0,2205$$

Por fim, para a determinação da tensão máxima e mínima de tracção induzida pela carga de trânsito na base da laje, utilizou-se a Equação (16), em que as últimas incógnitas ainda não definidas tomam os valores de: $L = 3,3 \times I$; $Z = 0,259$.

$$\sigma_p = -\frac{3}{2}(1+\nu) \frac{P}{h^2} \left[\frac{Z_3(\alpha)}{\alpha} + 10 \left(\frac{I}{L} \right)^2 Z \right] \quad (16)$$

$$\sigma_p = -\frac{3}{2} \left(1 + \frac{1}{6} \right) \frac{29\,075}{16^2} \left[-\frac{0,2205}{0,585} + 10 \frac{0,259}{3,3^2} \right] = 27,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p^{MAX} = 27,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p^{MIN} = \frac{1}{6} \times \sigma_p^{MAX} = 4,6 \text{ kg/cm}^2$$

Para as condições do concurso, foi fixado para o esforço resultante de trânsito, que o momento flector resultante de carga móvel deveria ser: $M_{flector} = 1620 \text{ kgm/m}$. Na prática, tentou-se majorar os efeitos da carga móvel de trânsito, no dimensionamento das lajes pré-esforçadas.

As tensões de tracção induzidas na laje de 16 cm são dadas por:

$$\sigma_p^{MAX} = \frac{M}{W} = \frac{6 \times M}{b \times h^2} = \frac{6 \times 1620}{1 \times 16^2} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p^{MIN} = \frac{1}{6} \times \sigma_p^{MAX} = 6,3 \text{ kg/cm}^2$$

Desta feita, majorou-se o valor da tensão de tracção na base da laje devido à carga móvel de uma tensão máxima de $27,9 \text{ kg/cm}^2$, para 38 kg/cm^2 e uma tensão mínima de $6,3 \text{ kg/cm}^2$.

Com este aumento da tensão a considerar no dimensionamento da laje de betão pré-esforçado, obteve-se uma segurança suplementar de 1,3 vezes.

3.1.3.3 Combinações de Tensões e Verificação da segurança do betão

Numa análise, levada a cabo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) [Velo, 2002], foram avaliadas as tensões na laje de betão pré-esforçado provocadas por diferentes acções. Os resultados encontram-se apresentados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Tensões induzidas nas lajes de betão pré-esforçado [Velo, 2002].

Número da Combinação	Tensão Actuante	Longitudinal (kg/cm ²)		Transversal (kg/cm ²)	
		Topo da Laje	Base da Laje	Topo da Laje	Base da Laje
1	Max σ_p (Aeronave)	-38,0	+38,0	-38,0	+38,0
2	Min σ_p (Aeronave)	+6,3	-6,3	+6,3	-6,3
3	Max σ_p^t (Temperatura)	-26,9	+26,9	-26,9	+26,9
4	Min σ_p^t (Temperatura)	+13,5	-13,5	+13,5	-13,5
5	σ_{R0} (Atrito Laje/Base-Inicial)	+11,9	+11,9	+7,5	+7,5
6	σ_{R1} (Atrito Laje/Base-Serviço)	+7,1	+7,1	+4,5	+4,5
7	σ_V (Pré-tensão dos Cabos)	-24,0	-24,0	-21,9	-21,9
8	σ_{S+K} (Fluência e Contração)	+2,8	+2,8	+1,3	+1,3
	1+3+7+8	-86,8	+43,7	-85,5	+44,3
	1+6+7+8	-52,1	+23,9	-54,1	+21,9
	2+4+6+7+8	+5,7	-33,9	+3,9	-35,9
	5+7	-12,1	-12,1	-14,4	-14,4

Através da comparação do Quadro 3.1 com a tensão de tracção admissível pode concluir-se que a tensão provocada pela combinação mais desfavorável (Aeronave + Temperatura + Pré-tensão dos cabos + Fluência e Contração) não ultrapassa, de forma significativa, tanto na direcção longitudinal ($\sigma_{\text{tracção long. máx.}} = 43,7 \text{ kg/cm}^2$) como na transversal ($\sigma_{\text{tracção trans. máx.}} = 44,3 \text{ kg/cm}^2$), o valor da tensão de tracção máxima resistente ($\sigma_{\text{tracção Máx}} = 44 \text{ kg/cm}^2$).

3.2 Processo construtivo (sistema KA)

No ano de 1962, aquando da construção da pista da BA 11, em Beja, o processo de pré-esforço em pavimentos era considerado um método inovador que traria várias vantagens perante os processos existentes na altura, tais como: eliminação de juntas, elevação da capacidade de suporte, menores exigências de sub-base e diminuição da espessura do pavimento.

Existiam então várias hipóteses de pré-esforço a considerar, das quais apenas duas atingiram maior repercussão: o pré-esforço contra encontros rígidos sem utilização de aço para pré-esforço (pré-esforço externo); e processos com ligação imediata, em que o aço para pré-esforço na direcção

longitudinal não é colocado em bainhas, mas é pré-esforçado antes da colocação do betão entre os encontros, constituídos de forma adequada (processo do leito de pré-esforço).

Até à data de execução da Pista de Beja, o processo de pré-esforço interno não tinha sido possível de se implementar na Alemanha, todavia depois de pormenorizadas experiências práticas e técnicas que removeram as dificuldades inicialmente surgidas, foi esta a solução optada no caso em estudo.

A descrição que se segue, no Capítulo 3.2, pode ser encontrada no Relatório de Estágio, elaborado por Mello (1962), sendo a própria descrição baseada nesta mesma referência.

3.2.1 Características do Leito de Pré-esforço HHS

Principais características do leito de Pré-esforço:

- Em cada leito de pré-esforço, as armaduras longitudinais são tensionadas entre os encontros de pré-esforço que se encontram no topo do leito, antes da betonagem. As dimensões do leito de pré-esforço utilizado são, aproximadamente de, 670 m de comprimento e 7,5 m de largura;
- A totalidade do trabalho é realizado em betão pré-esforçado, pelo que o pavimento não contém partes não pré-esforçadas e é executado exclusivamente com betão de fabrico no local e numa só operação;
- O pré-esforço é homogéneo, resultante da supressão do atrito das bainhas e do traçado rectilíneo dos cabos na secção do betão;
- A ligação dos cabos de pré-esforço ao betão é directa (sem bainhas e sem injeção de caldas de cimento) proporcionando a máxima aderência e ligação periférica, e a protecção contra a corrosão dos cabos de pré-esforço;
- O pré-esforço parcial imediato é introduzido pelo corte de alguns cabos e pode ser facilmente adaptado às necessidades apresentadas, partindo apenas do extremo já betonado. Este pré-esforço é decrescente no sentido de execução, anulando-se na zona de laboração;
- Os dispositivos de junta, nos quais se processa a amarração longitudinal, são montados antes da betonagem e conseguem uma aplicação uniforme do pré-esforço parcial imediato, sem que se torne necessário a participação da aderência e da ligação periférica dos cabos de pré-esforço.

3.2.2 Descrição do processo do Leito de Pré-esforço HHS

Neste processo de pré-esforço, os cabos são tensionados entre dois encontros, que distam entre si 750 m, procedendo-se de seguida à betonagem de faixas de betão com 150 m de

comprimento e 7,5 m de largura ⁶. As juntas de trabalho resultantes na direcção longitudinal da pista são fechadas pela pressão devido ao pré-esforço transversal, enquanto nas juntas transversais, existentes entre lajes, se colocam sobre as mesmas banquetas de betão simples, para impedirem assentamentos diferenciais dos extremos das lajes e desta forma assegurar um rolamento perfeito das aeronaves.

3.2.2.1 Pré-esforço Longitudinal

O pré-esforço longitudinal é obtido por pré-tensão, como representado na Figura 3.5.

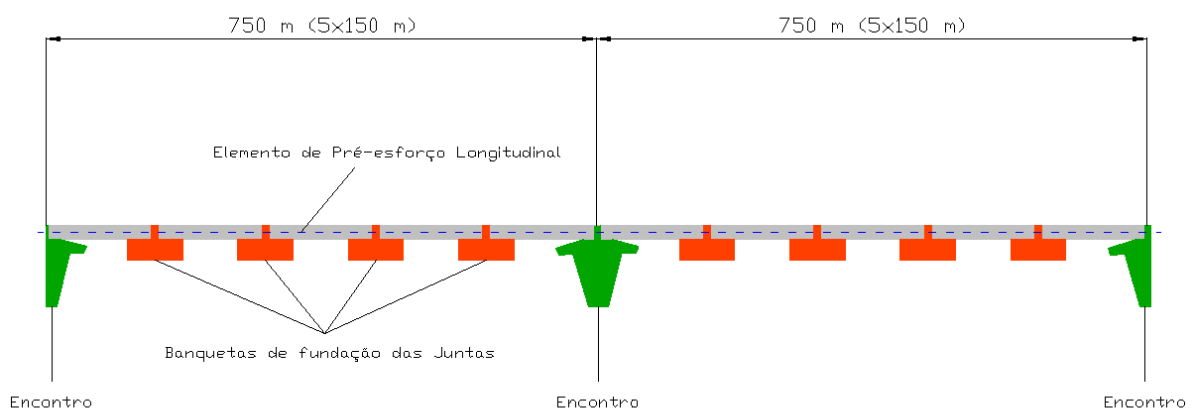


Figura 3.5 - Princípio do processo de pré-esforço longitudinal.

Os cabos longitudinais são tensionados entre dois encontros, fazendo-se de seguida a betonagem do pavimento. Após o endurecimento do betão, são cortados os cabos nas juntas, de acordo com um plano rigoroso, ficando assim instalado o pré-esforço no betão.

Tal processo tem a vantagem de se conseguirem detectar defeitos no aço quando submetidos a tensão no leito de pré-esforço, podendo estes cabos ser desde logo substituídos.

Na fase inicial, depois da tensão, os cabos estão sujeitos a uma fluência relativamente rápida, a tensão desce para 90% decorridas 100 horas de submissão de carga. Pode-se compensar tal perda de tensão através da aplicação de uma tensão posterior no leito de pré-esforço antes da betonagem, ou serem calculadas as tensões no betão tendo em atenção a diminuição do seu valor no espaço de tempo entre a aplicação da tensão e a betonagem.

Note-se ainda que, depois de se renovar a tensão até ao seu valor inicial, a relaxação que se produz é nitidamente inferior, de modo que a sua influência sobre as tensões definitivas no betão pode ser incluída com suficiente precisão por processos correntes de cálculo de fluência e retracção

⁶ No caso em estudo as dimensões serão diferentes, como se verá no Capítulo 3.4.

do betão. Um esquema representativo da diminuição da relaxação após renovação da tensão nos cabos de pré-esforço é apresentado na Figura 3.6.

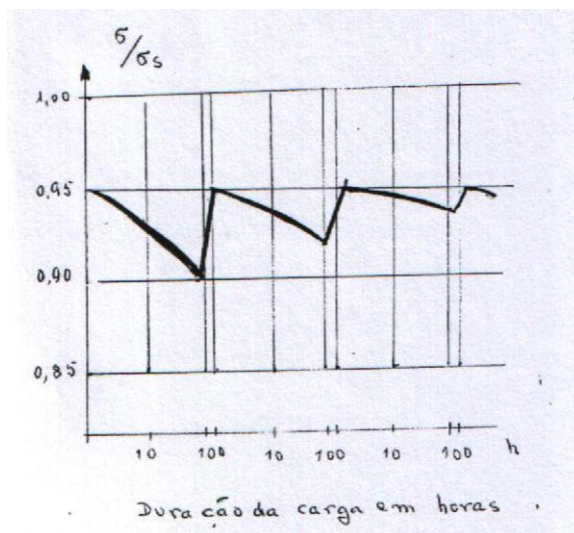


Figura 3.6 - Diminuição da relaxação nos cabos de pré-esforço [Mello, 1962].

3.2.2.2 Pré-esforço Transversal

No pré-esforço na direcção transversal da pista, os cabos de pré-esforço são inseridos em bainhas, colocadas antes da betonagem ou introduzidas posteriormente, como qualquer sistema de pós-tensão.

É conveniente que o elemento de pré-esforço transversal seja submetido a uma repetição de tensão no mesmo sentido. Como estes elementos de pré-esforço não são muito compridos, é desprezável o efeito do atrito na bainha.

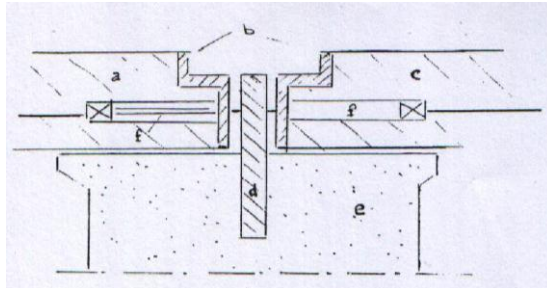
Utiliza-se o processo de pré-esforço KA aprovado na República Federal Alemã pelos regulamentos gerais de fiscalização de construções baseadas nas normas DIN 4227.

3.2.2.3 Dispositivos de Junta

O elemento fundamental do dispositivo de junta é a sua chapa frontal de aço que é formada por um perfil em L e que quando alguns cabos são cortados proporcionam uma distribuição uniforme de tensões sobre o betão, sendo este factor essencial para a aplicação do pré-esforço parcial. Existindo esta distribuição de tensões, evita-se que seja desde já tomada como solicitação importante o corte entre o cabo de aço e o betão.

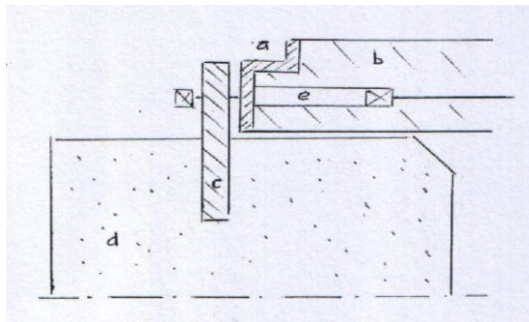
Como a ligação entre a laje de betão, a betonar no leito de pré-esforço, e as juntas de aço se dá sem a necessidade de interposição de troços pré-fabricados não pré-esforçados ou faixas localizadas de betão, obtém-se uma execução de betão homogénea. Na zona de junta torna-se possível a continuidade da betonagem, porque a máquina tem a capacidade de girar sobre o dispositivo de aço, constituinte da junta.

Da Figura 3.7 a 3.10, são apresentados, esquematicamente, os diferentes dispositivos de juntas que são utilizados no processo do leito de pré-esforço HHS [Mello, 1962].



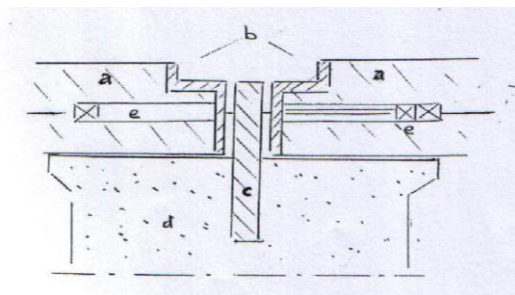
- a. Pavimento normal
- b. Junta propriamente dita
- c. Pavimento em betão pré-esforçado
- d. Chapa de tracção
- e. Maciço de amarração
- f. Placa de amarração dos cabos

Figura 3.7 - Junta Tipo 1.



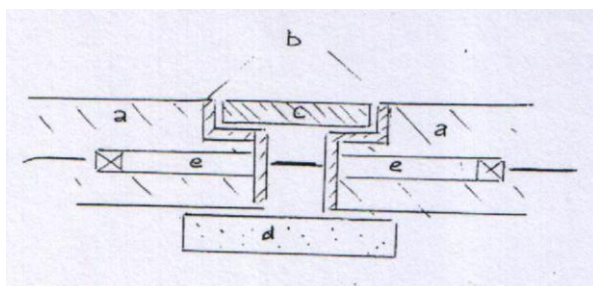
- a. Junta propriamente dita
- b. Início ou fim da pista em betão pré-esforçado
- c. Chapa de tracção
- d. Maciço de amarração
- e. Placa de amarração dos cabos

Figura 3.8 - Junta Tipo 2.



- a. Laje em betão pré-esforçado de início e fim de dois leitos de pré-esforço consecutivos
- b. Junta propriamente dita
- c. Chapa de tracção
- d. Maciço de amarração
- e. Placa de amarração dos cabos

Figura 3.9 - Junta Tipo 3.



- a. Lajes em betão pré-esforçado, consecutivas no mesmo leito de pré-esforço
- b. Junta propriamente dita
- c. Placa de montagem
- d. Placa de apoio
- e. Placa de amarração dos cabos

Figura 3.10 - Junta Tipo 4.

Em qualquer dos dispositivos, há a possibilidade de se fazer a amarração dos cabos na direcção longitudinal e de os submeter a tensão, mediante utilização de aparelhagem adequada.

Existem quatro tipos de juntas comumente utilizadas em leito de pré-esforço:

- A junta de pré-esforço do tipo 1 é montada na transição longitudinal de uma laje de betão pré-esforçado com um pavimento em betão simples ou um pavimento em betão betuminoso;
- A junta de pré-esforço do tipo 2, por sua vez, está prevista ser utilizada no início e no fim de uma laje de betão pré-esforçado, quando não é necessária nenhuma ligação, como é o caso do início e fim de uma pista;
- A junta de pré-esforço do tipo 3 é utilizada como junta de encontro entre leitos de pré-esforço adjacentes;
- A junta de pré-esforço do tipo 4 é colocada entre duas lajes consecutivas do mesmo leito de pré-esforço e é provida apenas de placas de tracção.

Como o leito de pré-esforço possui um comprimento superior que cada laje individualmente, os dispositivos de junta do tipo 4 são montados com os cabos já tensionados, no entanto, é possível ainda assim aplicar em cada junta um pré-esforço parcial com o valor desejado.

Nas juntas, são então cortados, conforme as necessidades, os cabos e as forças libertadas, para os quais os respectivos dispositivos de junta funcionam como amarração final, resultando o pré-esforço previsto no betão correspondente ao número de cabos cortados. Por esse motivo, as lajes sofrem um encurtamento elástico, o que provoca o alargamento da fenda da junta entre os perfis em L, aumentando a sollicitação sobre os cabos ainda não separados.

Haverá sempre encurtamentos devido à aplicação do pré-esforço parcial, factor que não representa problema para a estrutura, desde que a influência das variações de temperatura e de humidade no betão da laje seja minimizada pela adopção de medidas, aquando da cura do betão, como sejam a cobertura por esteiras de palhas, o espalhamento de “antisol” ou outras medidas equivalentes.

Como é sempre possível determinar a fracção de cabos a cortar, de modo a que os restantes atinjam o limite de cedência na zona entre perfis de uma junta, conseguir-se-á que o betão não seja mais sollicitado desfavoravelmente em função do seu arrefecimento. Não existiria esta possibilidade se todos os cabos fossem soltos em conjunto para a aplicação de um pré-esforço parcial, nos encontros ou nas juntas intermédias, porque então seria amplificado o efeito de fluência no arrefecimento final e introduzir-se-iam tensões de tracção adicionais no betão.

A aplicação de uma tensão elevada no aço ($0,95 \sigma_s$), não só é económico por se aproveitar a capacidade do cabo ao máximo, mas também é conveniente sob o aspecto construtivo, porque então o efeito de fluência fica praticamente sem expressão.

Como as juntas abrem no Inverno, torna-se conveniente que se cubra a junta por meio duma chapa de tampa, em vez duma grelha de aço, para assegurar um trânsito sem trepidação.

3.2.2.4 Pré-esforço Parcial

A introdução do pré-esforço parcial deve ser feita com a maior brevidade possível, cortando uma parte dos cabos de pré-esforço nos encontros e nas juntas intermédias de duas placas consecutivas.

O processo do leito de pré-esforço HHS diferencia-se dos outros processos com pós-tensão, pelo seguinte: nos outros processos, para as mesmas condições, só 14 horas (6 h + 8 h) após o início da betonagem é que se pode introduzir o primeiro pré-esforço, porque é necessário que os topos da laje possuam a resistência necessária (8 horas de idade), enquanto no processo do leito de pré-esforço a aplicação do pré-esforço parcial, fazendo-se apenas num dos topos, pode ser aplicado mais cedo.

Aplica-se a seguinte metodologia para a introdução do pré-esforço na laje:

- A betonagem numa faixa da laje deve durar, por exemplo, cerca de 6 horas;
- O betão com 8 horas de idade pode ser carregado com 50% do pré-esforço final;
- As juntas distribuem, a força introduzida, uniformemente pela secção de betão;
- O betão, 14 horas após a betonagem, poderá então ser carregado com um pré-esforço parcial de 75% do seu valor total;
- O pré-esforço total é introduzido no betão com 20 horas de idade;
- Este escalonamento aplica-se em todos os extremos das lajes de betão.

Seguindo esta metodologia, assegura-se uma aplicação perfeita do pré-esforço longitudinal. Cada laje é pré-esforçada primeiramente dum lado e depois da laje adjacente estar parcialmente betonada, em ambos os lados, como se demonstra na Figura 3.11.

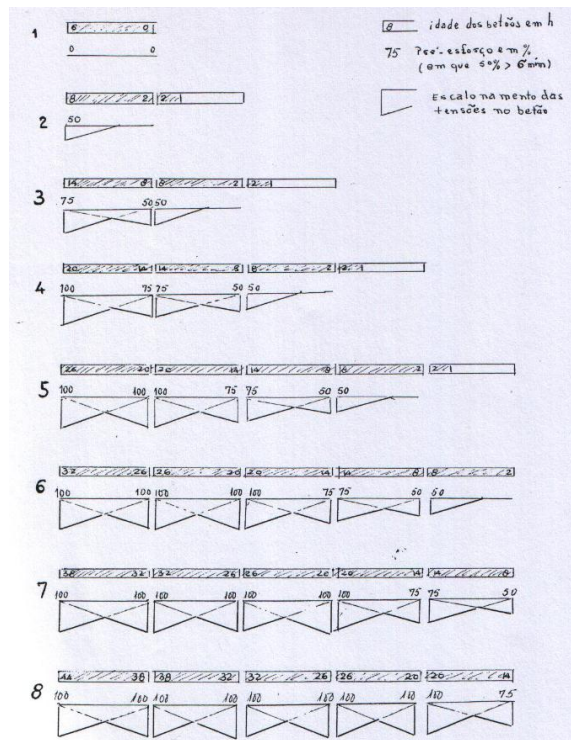


Figura 3.11 - Escalonamento das tensões no betão [Mello, 1962].

Um leito de pré-esforço constituído por cinco secções, é betonado, portanto, num intervalo de 30 horas e é totalmente pré-esforçado em 50 horas, não ficando nenhum betão mais do que 8 horas sem pré-esforço parcial.

A introdução do pré-esforço parcial em ambos os extremos de cada laje de betão depende intrinsecamente da velocidade de betonagem. Duas máquinas acabadoras asseguram que não haja interrupção da betonagem e que seja possível fazer sempre a betonagem até uma junta ou um encontro. Todavia, se indesejavelmente, houver uma interrupção prolongada, deverão soltar-se todos os cabos que se encontram no leito de pré-esforço e tornar-se-ão a submeter à tensão depois de resolvidas as dificuldades surgidas, de modo a que a parte inacabada seja pré-esforçada contra a anterior e se evite o seu deslizamento.

Na junta de pré-esforço do tipo 3, há a possibilidade de se interromper os trabalhos por um longo período de tempo. Neste caso os cabos de pré-esforço deverão ser amarrados imediatamente às chapas de espaçamento das ligações.

Na última laje de betão do primeiro leito de pré-esforço, a tensão de compressão é introduzida por desprendimento dos cabos entre ambas as chapas de ligação, e não por corte dos cabos no interior do dispositivo de junta, como acontecia nas lajes intermédias.

Imediatamente antes de se introduzir a tensão no leito de pré-esforço seguinte, devem ser bem fixados, de novo, os cabos do primeiro leito de pré-esforço no interior das chapas de ligação.

A introdução da força de pré-esforço nas lajes do leito de pré-esforço seguinte decorrerá de forma análoga às do primeiro leito, por corte de cabos nos dispositivos de junta.

3.3 Material Aplicado

O grande volume de trabalho necessário para a realização das pistas da BA11, obrigou a encarar-se soluções que satisfizessem simultaneamente as condições técnicas impostas pelo Caderno de Encargos, e garantissem o volume de material necessário para a execução da obra.

Atendendo a que, para a construção das pistas com aproximadamente 4 km, seriam necessários volumes da ordem de um milhão de metros cúbicos de solo seleccionado para a sub-base, e de uma centena de milhares de metros cúbicos de solo-cimento para a base, com uma produção de 40 a 50 m³/hora, em regime contínuo, qualquer solução que não satisfizesse estas necessidades, não teria validade prática, na medida que não garantiria os prazos de execução impostos pelo Caderno de Encargos.

3.3.1 Sub-Base

Para a camada de sub-base da pista da BA11, o material escolhido foi o saibro natural, não corrigido, proveniente de duas saibreiras (Cercos e Vidigueira) que respeitavam simultaneamente as necessidades volumétricas da obra e as seguintes condições técnicas, impostas pelo Caderno de Encargos:

- Penetração do gelo igual ou superior a 25 cm;
- Granulometria: peneiro 3" – Passagem de 100% do material em peso;
Peneiro n.º 10 – Passagem de 100% do material em peso;
Peneiro n.º 40 – Passagem de 25 a 70%;
Peneiro n.º 200 – Passagem de 0 a 15%⁷;
- Limite líquido – menor ou igual a 25;
- Índice de plasticidade – menor ou igual a 6;
- A percentagem que passa no peneiro n.º 200 pode ser aumentada para 25% se mais de 45% do total da amostra ficar retido no peneiro n.º 10 desde que não sejam excedidos os valores máximos permitidos para o limite líquido e índice de plasticidade.

3.3.2 Base

Na camada da base e segundo o Caderno de Encargos, foi aplicado um solo-cimento, (material utilizado na sub-base + cimento) com 6% de peso em cimento Portland Normal, obedecendo a um grau de compactação de 95% do Proctor A.A.S.H.O modificado com uma resistência mínima de 7º dia de 30 kg/cm².

3.3.3 Camada de Desgaste

3.3.3.1 *Cimento*

O cimento utilizado na camada de desgaste foi fornecido pela Fábrica Tejo, que possui dois tipos de cimento Portland, um designado como normal e outro como especial (utilizado, por exemplo, na construção da Ponte 25 de Abril).

O cimento especial proporciona uma resistência ligeiramente superior, no entanto, tem o inconveniente de apresentar maior calor de hidratação, o que dificulta a sua utilização em tempo quente. Optou-se, portanto, pela utilização do cimento designado normal em períodos de tempo mais quente.

3.3.3.2 *Areia*

A areia foi um componente difícil de encontrar nas quantidades e com as características necessárias. Mediante esta dificuldade, foi ainda ponderada a hipótese de se utilizar areias artificiais obtidas por britagem da rocha. Porém, tal solução acabou por ser descartada devido a alguns inconvenientes, como sejam: o grande caudal de água necessário à lavagem, a menor resistência para a mesma quantidade de cimento, e ainda o facto de a exploração da pedra para britar ser difícil e onerosa.

⁷ Peneiros da série americana A.S.T.M.

Decidiu-se então utilizar a areia proveniente de um areeiro a cerca de 100 km (Vale de Guiso) que satisfazia as necessidades volumétricas da obra e que apresentava a curva granulométrica representada na Figura 3.12.

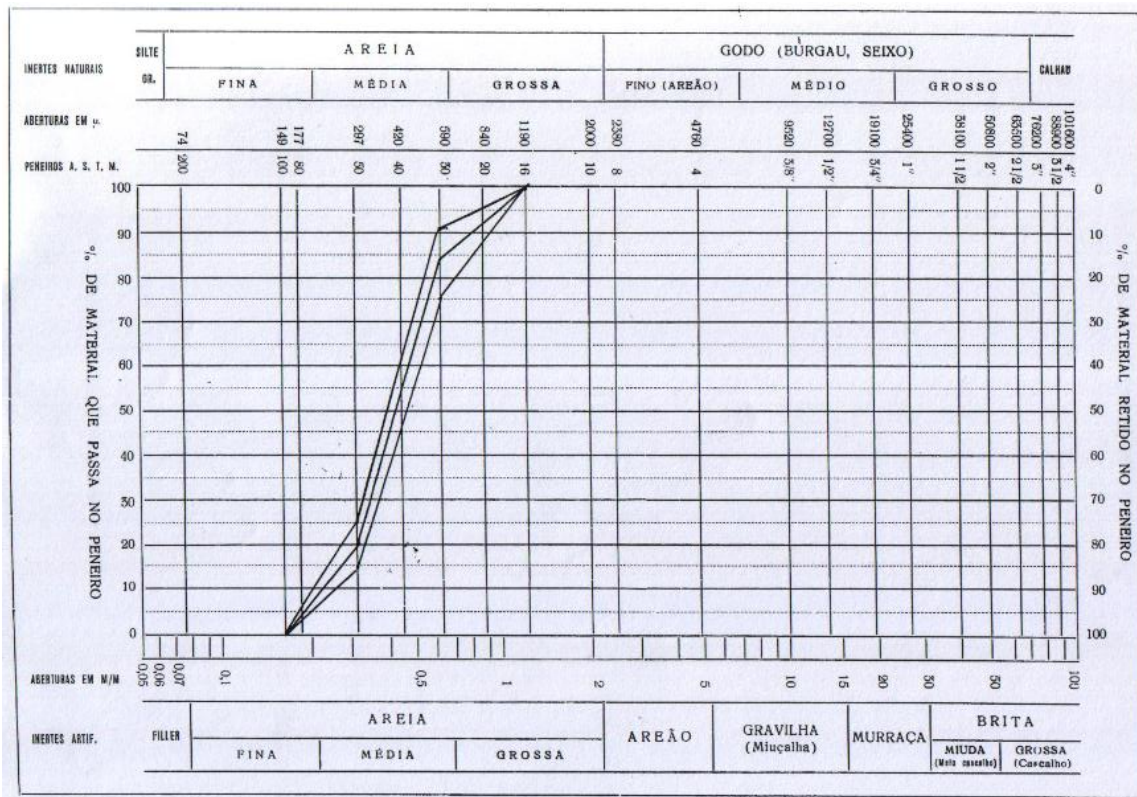


Figura 3.12 - Curva granulométrica da areia [Mello, 1962].

3.3.3.3 Brita

A brita utilizada, tanto nos ensaios como em obra, para o fabrico de betões, é obtida por britagem das pedras do tipo “diorite de Beringel” existentes nas proximidades da obra.

Os diâmetros das britas utilizados foram 8/15 mm e 15/30 mm, por forma a garantir um bom rendimento da central de britagens instalada no local.

3.3.3.4 Água

A água é fornecida pela Direcção dos Serviços de Infraestruturas da Força Aérea e satisfaz as condições técnicas necessárias.

3.3.3.5 *Plastificantes*

O Caderno de Encargos prevê a utilização de “cimento em plastificante”. No entanto, indica que, “quando as circunstâncias o permitam, justifiquem e aconselham, poderá ser usado cimento sem plastificante”.

A aplicação de plastificante resulta da necessidade de garantir uma boa trabalhabilidade do betão sem a utilização dum excesso de água que possa provocar indesejáveis diminuições de resistência.

Em contrapartida, os plastificantes actuam também como retardadores de presa, facto que é preciso ter em conta, pois influenciará o momento em que se pode aplicar o pré-esforço. Este atraso na presa é especialmente gravoso em betonagens a baixa temperatura.

Nos ensaios realizados em laboratório, verificou-se que a aplicação de plastificantes origina um atraso no início da presa de cerca de 4 horas.

Os plastificantes utilizados foram o Woermamws e o Tricosal BV.

3.3.3.6 *Composição da Camada de Desgaste*

Através do ensaio de algumas composições diferentes de betão, o adjudicatário optou pela composição granulométrica apresentada no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Composição granulométrica da camada de desgaste [Mello, 1962].

	Diâmetro das partículas (mm)	Percentagem no agregado (%)	Quantidade em 1 m ³
Areia do Vale de Guiso	0 – 1	34	0,658 ton
Brita	8 – 15	30	0,648 ton
	15 – 30	36	0,779 ton
Cimento	-	-	0,350 ton
Água	-	-	143 litros
Relação água/cimento	0,408		

Ter em atenção que nesta composição não se aplicou plastificantes e que o cimento é o cimento designado como especial, sendo que, apenas em casos pontuais e quando as condições climáticas assim o exigiam, é preconizada a utilização de plastificantes e do cimento designado como normal.

3.3.4 Aços de Pré-esforço

Os aços utilizados quer para o pré-esforço longitudinal (Processo do Leito de Pré-esforço) quer para o pré-esforço transversal (Processo KA) são do tipo ST145/160⁸ em cordões com nervuras inclinadas e secção oval com área de 40 mm², sendo o limite de diminuição de tensão inicial $k=100$ kg/mm².

Este aço de pré-esforço é aprovado pelos regulamentos gerais de fiscalização de construções da RFA.

No pré-esforço transversal, em que os cabos são inseridos nas bainhas, conforme o processo KA, é admitido um coeficiente de atrito (μ) de 0,30 e um ângulo de inversão involuntário (β) de 1,0 °/m.

3.4 **Execução das Lajes de Betão Pré-esforçado**

3.4.1 Construção do Maciço de Encontro dos Leitos de Pré-esforço

Para que fosse possível a aplicação da tensão nos aços de pré-esforço, foi necessário, antes de mais, estabelecer-se no terreno da pista, pontos de apoio (encontros), onde se fixaria a aparelhagem para introdução de tensão.

Os referidos pontos de apoio são constituídos por blocos de grandes dimensões em betão, espaçados 666,67 m entre si, que corresponde a cada leito de pré-esforço.

Por intermédio de escavadoras mecânicas, abriu-se uma vala de perfil trapezoidal, com a base maior à superfície do terreno, com as respectivas dimensões apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Dimensões dos maciços de encontro dos leitos de pré-esforço.

Base maior	5,0 m
Base menor	3,0 m
Altura	1,47 m
Comprimento	60 m (30 m para a pista secundária)

Depois de aberta, encheu-se com betão ciclópico por três troços de 20 m cada, ficando cada um a trabalhar independentemente.

Após a betonagem, deixou-se um entalhe com 80 cm de profundidade e 90 cm de largura, a toda a largura da pista, onde se encaixou vigas pré-fabricadas e fortemente armadas, com 7,5 m de comprimento.

A função destas vigas é a de suportar as chapas metálicas de apoio dos macacos tensores, ficando a sua superfície acima do nível da parte superior do bloco, para que depois de aplicada a

⁸ ST145/160 representa o limite de cedência e o limite de rotura à tracção, respectivamente, expressos em kg/mm².

camada de deslizamento, ficasse toda a sua superfície à mesma cota para receber as lajes pré-esforçadas. Na Figura 3.13, é representado um esquema da viga de suporte das chapas.

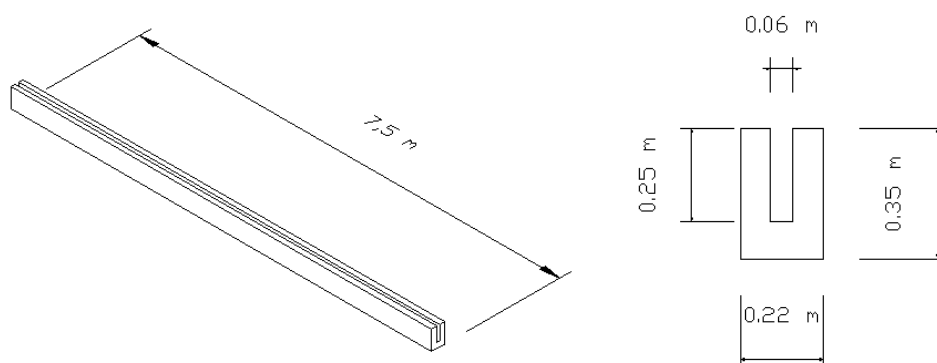


Figura 3.13 - Viga de suporte para as chapas de apoio.

As chapas metálicas, onde se apoiaram os macacos tensores, têm as dimensões apresentadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Dimensões das chapas metálicas.

Altura	0,35 m
Largura	0,15 m
Espessura	0,004 m

As chapas foram encaixadas nas vigas pré-fabricadas, com um espaçamento entre elas de 0,15 m e argamassadas com argamassa de cimento, ficando aproximadamente com 0,16 m acima da superfície da viga.

3.4.2 Construção dos Blocos de Apoio da Juntas Intermédias

A construção de blocos de apoio nas juntas intermédias, transversais à pista, têm como objectivo evitar possíveis assentamentos diferenciais das extremidades de lajes adjacentes.

Tais blocos de apoio possuem um comprimento igual à largura da pista e dimensões transversais de 0,25 x 1,00 m, tendo na sua face superior um entalhe em todo o seu comprimento, com 0,10 m de profundidade e 0,40 m de largura.

O entalhe representado na Figura 3.14 destinou-se à colocação de lajetas pré-fabricadas, por forma a dar um apoio eficaz ao aparelho de junta.

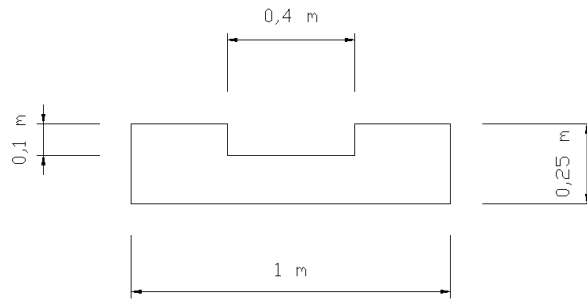


Figura 3.14 - Secção transversal do bloco de apoio das juntas intermédias.

3.4.3 Construção de Mestras

As mestras são alinhamentos longitudinais espaçados 7,5 m, constituídas por uma faixa de argamassa de cimento com a largura de 0,20 m.

Estes alinhamentos foram cotados com todo o rigor, através de apoio topográfico, para que a uma altura de 0,16 m acima destas correspondessem as cotas do projecto do pavimento da pista.

As mestras foram implementadas sobre a camada de sub-base, permitindo verificar, se a camada de solo-cimento se encontrava à cota prevista no projecto. A tolerância admitida para as cotas do solo-cimento, foi de 10 mm para cima e para baixo.

Numa grande parte das zonas, com erros, o solo-cimento encontrava-se acima das mestras entre 10 a 20 mm. Adoptou-se como solução o corte do solo-cimento nestas zonas até ao nível da superfície superior das mestras.

3.4.4 Implantação dos Carris das Máquinas de Execução das Pistas

A montagem do caminho de rolamento das máquinas intervenientes na construção do pavimento de betão pré-esforçado foi diferente consoante se tratou das faixas (7,5 m) centrais das pistas ou das faixas adjacentes.

Sobre duas mestras consecutivas, colocaram-se os carris que foram fixados à sub-base por intermédio de grampos. Estes carris funcionaram também como cofragem lateral da laje, mas por serem metálicos, foi necessário pintá-los com um produto betuminoso a fim de não aderir ao betão aquando da sua presa.

3.4.5 Construção da Camada de Deslizamento

A construção da camada de deslizamento teve como objectivo evitar a aderência entre as lajes de betão pré-esforçado e a sub-base, possibilitando a livre movimentação das lajes devido a dilatações, contracções e pré-esforço parcial.

Nesta obra, optou-se por construir a camada de deslizamento em argamassa de cimento, por se comportar melhor quando aplicado a baixas temperaturas (inverno) e pelo facto da sua superfície final ser mais desempenada e lisa do que a duma camada de deslizamento em betão betuminoso, por exemplo.

Como entre a laje de betão pré-esforçado e a camada de deslizamento é entreposto papel asfáltico, o coeficiente de atrito não depende da qualidade da superfície posta em contacto, mas somente do acabamento conseguido.

A metodologia usada para a construção da camada de deslizamento, em argamassa de cimento, é a mesma que a utilizada para a betonagem das lajes pré-esforçadas, que será abordada mais adiante.

3.4.6 Espalhamento de Papel Asfáltico

O papel asfáltico utilizado em obra, foi papel do tipo Kraft em rolos com largura de 1,15 m.

Os rolos de papel asfáltico foram colocados num chassi que se deslocava longitudinalmente sobre carris com o emprego de força manual. O chassi foi construído de maneira que na direcção transversal à pista houvesse uma sobreposição de 20 cm das tiras de papel e que na direcção longitudinal dois rolos se desenrolassem sobrepostos, por forma a se obter um recobrimento duplo.

O espalhamento do papel asfáltico só foi feito após a argamassa apresentar consistência suficiente que permitisse a sua limpeza, com o recurso a ar comprimido, de poeiras e grãos à superfície.

Para que o papel asfáltico não levantasse voo, devido ao seu grande comprimento, foram colocadas régua de madeira ao longo de todas as juntas do papel.

3.4.7 Colocação dos Cabos de Pré-esforço Longitudinal

Os cabos de pré-esforço foram adquiridos, para a obra, enrolados em bobines com cerca de 800 m, sendo estas envolvidas em papel e recobertas de pano, para evitar a sua corrosão.

Após retirados o papel e pano, as bobines foram colocadas, com auxílio de uma grua, nos tambores da máquina distribuidora. Depois do conjunto bobine tambor ter sido colocado na máquina distribuidora, amarraram-se os cabos numa das extremidades do leito de pré-esforço na junta de tensão (encontro).

A máquina distribuidora era um chassi automóvel montado sobre carris contendo três grupos de dois tambores sobrepostos, que se foram desenrolando sobre o leito de pré-esforço à medida que a máquina se deslocava no sentido longitudinal da pista.

No momento desta operação, pensou-se que seria boa ideia colocar os tambores sobrepostos a desenrolar em sentidos opostos, para que o atrito gerado entre os dois tambores desse origem a uma resistência que iria tensionar os cabos de maneira a que estes ficassem mais alinhados. Contudo, verificou-se que a tensão e o alinhamento introduzidos pela máquina distribuidora não era o desejável, restando para a operação de pré-esforço dos cabos um grande alongamento adicional. Surgiu então o problema de este comprimento adicional não ser o mesmo para todos os grupos de cabos, existindo grandes flutuações do comprimento total de alongamento de grupo para grupo, originando dificuldades na aplicação da tensão.

Para minimizar este erro, aplicou-se duas a três tensões com um macaco de 10 tons, no extremo oposto ao do aparelho tensor de pré-esforço, a fim de se alinharem o melhor possível, os vários cabos.

Devido ao número de bobines da máquina distribuidora, esta só podia distribuir seis cabos de cada vez, tendo um rendimento previsto de 45 minutos, para cada distribuição, incluindo todas as operações preliminares.

Depois de serem colocadas as pontas livres dos cabos na segunda junta do leito de pré-esforço, procedeu-se ao seu corte mecânico. Como a máquina tinha a possibilidade de inverter o seu sentido de distribuição, desde que estivesse carregada, podia repetir a operação partindo da segunda junta de tensão (encontro) para a primeira.

3.4.8 Colocação das Juntas Intermédias

As juntas intermédias são constituídas por dois perfis em L que são ligados por intermédio de chapas de montagem.

A colocação das mesmas é feita mediante a utilização duma grua e duma viga de montagem. Teve-se o especial cuidado, nesta operação, de garantir não só que a junta ficava centrada no bloco de apoio, mas também que os cabos passavam pelas ranhuras existentes na junta a colocar.

3.4.9 Pintura das Cofragens Laterais

Como referido, é o carril das máquinas de execução de pista que funciona como cofragem para a betonagem do betão. Em virtude do carril ser metálico, foi aplicado um produto betuminoso para evitar a aderência do betão aos carris.

3.4.10 Colocação dos Apoios das Bainhas Transversais

Apoiados no próprio carril metálico lateral, colocaram-se umas peças metálicas, espaçadas 0,50 m, que funcionaram como apoio às bainhas para os cabos de pré-esforço transversal.

3.4.11 Aplicação de Tensão nos Cabos de Pré-esforço Longitudinal

Os cabos de pré-esforço foram fixos num dos topos do leito de pré-esforço, no local onde se encontravam as chapas metálicas encastradas no maciço de encontro, sendo este o ponto fixo do sistema.

No extremo oposto do leito de pré-esforço, encontrava-se o macaco tensor, apoiado nas respectivas chapas de tracção. Este dispositivo tinha a capacidade de introduzir tensão simultaneamente em 6 cabos.

A forma como foi concebido o sistema de apoio destes macacos, impossibilitava a aplicação da força justamente no extremo do leito de pré-esforço, mas somente a 5 m para “dentro” do leito. Por este motivo e tendo em consideração que os cabos deviam sofrer um alongamento final de 2,80 m, 3,20 m de cabo não estavam sujeitos a qualquer tensão. Para contornar este problema, foi necessário proceder-se à aplicação duma tensão ligeiramente superior, de modo a compensar os 3,20 m e garantir a tensão de cálculo.

No momento da aplicação da tensão, foi amarrada à extremidade do cabo uma corda, puxada por um homem sempre que necessário, de forma a evitar o enfolamento da parte do cabo que não seria tensionada, com cerca de 3,20 m.

3.4.12 Aplicação de Tacos para manter as Cotas dos Cabos

Devido ao peso próprio, os cabos não ficavam perfeitamente horizontais, havendo variações das cotas em relação à camada de deslizamento, ao longo do leito de pré-esforço. Para além do mais, devido ao traçado longitudinal da pista, existem zonas convexas, entre os limites do leito de pré-esforço, que obrigavam os cabos a trabalhar em pressão sobre o pavimento.

Para solucionar este problema e garantir uma uniformidade de cotas para os cabos, colocaram-se tacos de betão com 3,5 cm de altura, que foram unidos na sua face superior, para que pudessem amarrar simultaneamente as bainhas de pré-esforço transversal e os cabos de pré-esforço longitudinal.

Relativamente ao nível superior dos cabos de pré-esforço longitudinal, optou-se por colocar umas chapas metálicas, de pequenas dimensões com ranhuras, entre os dois planos de cabos.

3.4.13 Colocação das Bainhas de Pré-esforço Transversal

Para que a bainha de pré-esforço transversal suportasse os esforços gerados durante a betonagem, introduziram-se nas bainhas quatro varões de aço de 3/8” com secção circular, que seriam retirados após a betonagem.

De seguida, eram colocados nos extremos das bainhas metálicas, que se destinavam a alojar os cabos de pré-esforço transversal do tipo KA, duas coroas de esferovite⁹ com 10 cm de diâmetro e 5 cm de espessura. Encaixou-se então, nos apoios, as bainhas e amarraram-se aos cabos de pré-esforço longitudinal e aos tacos de betão.

3.4.14 Preparação dos Dispositivos das Juntas Intermédias

Ao mesmo tempo que eram colocadas as bainhas do pré-esforço transversal, procedia-se à ligação dos cabos de pré-esforço longitudinal às placas de tracção das juntas intermédias.

Esta operação foi essencial para a posterior introdução do pré-esforço parcial, através do corte de cabos no intervalo da junta.

A amarração foi conseguida através da intercalação, entre os cabos e as placas de tracção, dumas pequenas chapas metálicas furadas no centro, onde se introduziu o parafuso de aperto que foi apertado por intermédio duma chave dinamométrica. A amarração era garantida através do atrito entre os cabos e as pequenas chapas metálicas.

Seguidamente, pintaram-se com óleo queimado os perfis da junta, as placas de tracção, o sistema de amarração e os próprios cabos de pré-esforço, numa extensão de 1 m a partir do eixo da junta.

Terminada esta operação, colocaram-se placas de esferovite¹⁰ nos topos das placas de tracção e coroas circulares, idênticas às utilizadas na colocação das bainhas do pré-esforço transversal, nas cabeças e porcas do parafuso de aperto.

3.4.15 Betonagem das Lajes do Leito de Pré-esforço

A betonagem dos leitos de pré-esforço decorreu em alinhamentos de 7,5 m de largura e ao longo de todo o comprimento do leito. Só se iniciava a betonagem do alinhamento adjacente, após concluídas todas as operações do alinhamento anterior.

A betonagem foi conseguida mediante a utilização de um conjunto de máquinas montadas sobre carris, sendo que um grupo operatório era formado por:

- Uma máquina distribuidora de betão;
- Duas máquinas vibro compactadoras;
- Uma máquina espalhadora “curing”;
- Uma máquina acabadora.

O betão, fabricado em torres de betonagem, era transportado para a zona da obra por camiões basculantes e vazado nas folhas da máquina distribuidora.

⁹ As peças de esferovite tinham como função deixar uma cavidade no betão, de maior diâmetro que a bainha, e onde se colocaria mais tarde um pequeno tronco cilíndrico metálico oco, que substituiria os apoios das bainhas de pré-esforço transversal, aquando da colocação das bainhas das lajes adjacentes.

¹⁰ Os elementos em esferovite tinham como função evitarem tensões localizadas no betão quando o sistema de pré-esforço entra-se em funcionamento, o que só aconteceria, com o corte dos cabos, após a betonagem.

A máquina distribuidora, abrindo o seu fundo móvel e deslocando-se longitudinalmente no leito de pré-esforço, distribuía o betão numa camada com espessura de 19 cm, ou seja, 3 cm a mais que a espessura final da laje, margem que se destinava a compensar a diminuição de volume provocada pela vibração do betão.

Sobre as juntas intermédias, foram colocadas réguas de madeira, de modo a evitar a introdução de betão nas mesmas.

Seguidamente à distribuição, duas máquinas vibro compactadoras deslocaram-se pelos carris, compactando e desempenando a superfície do betão, com o auxílio das suas pás, que nivelavam as lajes, e as suas réguas vibratórias, com 40 cm de largura e comprimento igual à largura da laje betonada.

A última máquina, a máquina acabadora, constituída por uma lâmina metálica em L com 20 cm de base e com vibração própria, que trabalhava obliquamente aos eixos dos carris num movimento de vaivém no sentido longitudinal do leito de pré-esforço, sarrafou a superfície da laje.

Depois da passagem de todas as máquinas, procedia-se a um último acabamento manual.

Existia, no entanto, um inconveniente na utilização da maquinaria, o de não ser possível trabalhar sobre as juntas intermédias ou muito perto delas. Optou-se, por numa zona de 0,50 m para cada lado da junta, proceder-se à betonagem de uma forma manual, sendo o betão colocado com a utilização de pás e vibrando cuidadosamente com um vibrador de agulha.

3.4.16 Protecção das Lajes durante a Betonagem e Cura

Sempre que se temeu a possibilidade de ocorrência de chuvas sobre as lajes, quer durante a sua execução, quer nas horas imediatamente a seguir, estas foram protegidas.

Na obra, foram usados toldos de protecção, com 25 m de comprimento, durante a betonagem e cura do betão, montados sobre os carris. Atrás destes, encontrava-se a máquina espalhadora do “Curing”¹¹, que pulverizava o produto, por intermédio duma saída em funil virado para baixo, por toda a largura da laje.

Para proteger das chuvas, que poderiam “lavar” a superfície de betão deste produto, colocou-se atrás da máquina espalhadora outro sistema de toldos.

3.4.17 Introdução do Pré-esforço Longitudinal

A introdução do pré-esforço longitudinal foi feita através do corte dos cabos, retirando as chapas de montagem das juntas intermédias que estabelecem a ligação entre os dois perfis L, com um maçarico oxi-acetilénico e segundo um plano de corte coadunado às condições climáticas dos meses de inverno, altura do ano em que se realizou a operação.

O corte consistiu, numa primeira fase, no corte de oito cabos (cada cabo é constituído por 6 cordões) na primeira laje, introduzindo-se cerca de 70% do pré-esforço total, de seguida e espaçados 10 minutos cortou-se oito cabos da segunda laje, passados mais 10 minutos cortaram-se mais três

¹¹ “Curing” é uma rega com um produto impermeabilizante que evita a evaporação da água do betão.

cabos na primeira laje; a ordem de corte em função do tempo vem claramente numerada na coluna 5 do protocolo de tensão de pré-esforço longitudinal utilizado. A Figura 3.15 é um exemplar deste mesmo protocolo referente a um alinhamento com 7,5 m de largura no leito de pré-esforço n.º 2.

SPANNFELDVERFAHREN HS
SPANNPROTOKOLL DER LÄNGSVORSPANNUNG
SPANNFELD NR. 2 FERTIGUNGSBAHN NR. 23

1. SPANNEN DER SPANNGLIEDER (2) Δl = 293 mm

SPANNGLIED NR.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ABLESUNG: A ₈₀ mm	328	326	336	327	321	329	316	304	322	321	319	320	321	321	321
ABLESUNG: 2A ₈₀ mm	656	652	672	654	642	658	632	608	644	642	638	640	642	642	642
ABLESUNG: A ₁₀₀ mm	450	451	464	455	449	451	443	423	446	445	443	442	445	442	442
A ₀ = 2A ₈₀ - A ₁₀₀ mm	206	201	208	199	193	207	189	181	198	197	195	198	197	200	198
A ₀ = 2A ₈₀ - A ₁₀₀ mm	203	198	205	196	190	204	186	178	195	194	192	195	194	197	194

BEWERTUNGEN: (2) - Alongamento dos cabos

2. EINLEITUNG DER SPANNKRÄFTE

FUÖE (1)	BETON-EINBAU (2)		(3) SPANNSTUFE			BETON WERKST. WERR. ALT. h	SPANNGL. DURCHTR. (5)		SPANNGLIED NR.																	
	TAG	ZEIT	REIH. NR.	FOLG. (4)	WERR. h _{sp} cm		WERR. h _{vor} cm	ALT. h	TAG	ZEIT	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
	8-4 0200		I	1			60	< 88	20,2	8-4	2210	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
8-4 0415		II	2		70	< 88	20,5		2230																	
8-4 0625		III	3		80	< 88	21,0		2250																	
8-4 0830		IV	4		90	< 107	22,0	9-4	0005																	
8-4 1030		I	5		60	< 75	19,1	8-4	2220	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 1230		II	6		70	< 75	18,8		2245																	
8-4 1430		III	7		80	< 96	19,8	9-4	0000																	
8-4 1630		IV	8		90	< 117			0315																	
8-4 1830		I	9		60	< 68	16,5	9-4	2240	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 2030		II	10		70	< 88	17,5		2255																	
8-4 2230		III	11		80	< 110		9-4	0305																	
8-4 2430		IV	12		90	< 110			0340																	
8-4 2630		I	13		60	< 68	15,5	9-4	2345	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 2830		II	14		70	< 100			0300																	
8-4 3030		III	15		80	< 100		9-4	0335																	
8-4 3230		IV	16		90	< 123			0600																	
8-4 3430		I	17		60	< 92		9-4	0255	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 3630		II	18		70	< 92			0330																	
8-4 3830		III	19		80	< 113			0550																	
8-4 4030		IV	20		90	< 130			1155																	
8-4 4230		I	21		60	< 72		9-4	0320	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 4430		II	22		70	< 89			0550																	
8-4 4630		III	23		80	< 109			1150																	
8-4 4830		IV	24		90	< 130			1620																	
8-4 5030		I	25		60	> 53		9-4	0540	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 5230		II	26		70	< 73			1145																	
8-4 5430		III	27		80	< 95			1615																	
8-4 5630		IV	28		90	< 95			1630																	
8-4 5830		I	29		60	> 53		9-4	1140	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
8-4 6030		II	30		70	< 75			1610																	
8-4 6230		III	31		80	< 75			1621																	
8-4 6430		IV	32		90	< 75			1635																	

BEWERTUNGEN: (1) - Junta ; (2) início da betonagem ; (3) Grau de densã
(4) - sequência de corte ; (5) - data de corte dos arames

BEJA, DEN 196 BAUAUFSICHT: SPANNINGENIEUR:

PHILIPP HOLZMANN FRANKFURT A. M.

Figura 3.15 - Protocolo da sequência do corte dos cabos de pré-esforço no leito de pré-esforço n.º 2 [Mello, 1962].

3.4.18 Remoção do Molde da Laje

Concluída a operação de corte dos cabos, procede-se à remoção dos carris.

A face lateral da laje serviu de molde para a betonagem da laje contígua e o carril, que funcionava como cofragem, da placa já executada, foi substituído por um carril simples apoiado sobre esta, interpondo-se uma tira de serapilheira.

Após colocado o carril, que serviria de cofragem, sobre a mestra adjacente à laje executada, procedeu-se de forma idêntica para a betonagem do novo alinhamento de lajes.

3.4.19 Colocação dos Cabos de Pré-esforço Transversal

Depois de se betonarem os seis leitos de pré-esforço, procedeu-se à colocação dos cabos de pré-esforço transversal. Cada bainha albergou seis cabos idênticos aos do pré-esforço longitudinal.

Optou-se por se soldar os seis cabos de pré-esforço a um dos cabos, que serviria como cabo guia, e apenas se puxar este com o auxílio dum macaco.

Por forma a proteger os cabos de pré-esforço transversal da oxidação, foram abertos furos na zona central da pista, e injectou-se calda de cimento no interior das bainhas.

3.4.20 Introdução do Pré-esforço Transversal

Por se tratar, no caso do pré-esforço transversal, de uma pós-tensão, não existia inconveniente em se aplicar o pré-esforço imediatamente após a betonagem dos seis leitos ou algum tempo depois.

Nos dois topos, colocaram-se os macacos em chapas metálicas e procedeu-se à aplicação do pré-esforço transversal.

3.5 Condições actuais da pista

Para se conhecer o estado actual da pista, foram realizados alguns ensaios ao longo dos anos, sendo que a maior bateria de ensaios decorreram nos anos de 2003 e 2009.

Os elementos essenciais para uma caracterização conveniente são [FAA, 2009]:

- Espessura das diferentes camadas;
- Condição e capacidade de carga de cada camada;
- Estimativa da capacidade de carga do solo de fundação.

Os referidos elementos foram determinados a partir de ensaios destrutivos e não-destrutivos, segundo as normas que os regem.

3.5.1 Inspeção visual da superfície das pistas

A inspeção visual efectuada às pistas da BA11 permitiu constatar que, em geral, estas se encontram em bom estado de conservação, sem apresentarem anomalias que mereçam preocupação [Antunes, 2003].

A superfície das lajes de betão de ambas as pistas apresenta-se de uma forma geral em bom estado, não se tendo detectado quaisquer deficiências significativas que se relacionem com a sua capacidade de carga. Todavia, foram detectadas na superfície do betão algumas micro-fissuras, com reduzida extensão e muito esporádicas.

Nas proximidades das juntas transversais, não são visíveis quaisquer anomalias. O mesmo acontece com as juntas longitudinais que, apesar de identificáveis à superfície as delimitações entre faixas de betonagem sucessivas, estas encontram-se perfeitamente “fechadas”. As juntas longitudinais que separam as lajes de betão da pista de outros pavimentos, nomeadamente o pavimento da berma ou os pavimentos dos caminhos de circulação, apresentam-se com os selantes danificados e ressequidos.

Por último, nas zonas de toque das aeronaves, são visíveis algumas marcas de borracha vulcanizada proveniente dos pneus dos aviões. No entanto, os depósitos de borracha são de reduzida expressão, não constituindo por isso motivo de preocupação.

3.5.2 Coefficiente de Atrito

A avaliação dos coeficientes de atrito, tem como objectivo verificar se as condições superficiais do pavimento são suficientes para garantir a segurança das operações aéreas nas condições mais desfavoráveis (pavimento molhado).

Para a avaliação deste parâmetro, a ANA, Aeroportos de Portugal, S.A., utiliza o equipamento *Airport Surface Friction Tester* (ASFT), que permite obter resultados a uma velocidade de 65 e 95 km/h. No Quadro 3.5, apresentam-se os valores limite de coeficiente de atrito que devem ser considerados para este equipamento:

Quadro 3.5 - Valores limite de coeficiente de atrito [ANA, 2010].

	Pneu de Medição	Velocidade de teste (km/h)	Lâmina de Água (mm)	<i>Design Level</i>	<i>Maintenance Level</i>	<i>Minimum Level</i>
ASFT	B 210	65	1	0,82	0,60	0,50
		95	1	0,74	0,47	0,34

Foram efectuados ensaios a 65 e 95 km/h segundo 9 alinhamentos:

- No eixo da pista;
- A 3 m do eixo da pista em ambos os lados;
- A 5 m do eixo da pista em ambos os lados;
- A 10 m do eixo da pista em ambos os lados (só para a velocidade de 65 km/h);
- A 5 m da berma da pista.

Após a recolha dos dados obtidos à velocidade de 65 km/h, que decorreu com uma temperatura média do ar que variou entre 26 °C e 28 °C e a humidade relativa entre 37% e 40%, verificou-se que [ANA, 2010]:

- No alinhamento do eixo da pista, existem diversos valores que são inferiores aos limites mínimos de planeamento de medidas de manutenção e limite mínimo admissível (0,60 e 0,50, respectivamente);
- Nos alinhamentos a 3 e 10 m do eixo da pista, de ambos os lados: a maior parte dos valores está abaixo dos 0,60, mas só pontualmente, se encontram valores inferiores a 0,50;
- No alinhamento a 5 m do eixo da pista, de ambos os lados: a maior parte dos valores situam-se acima dos 0,60;
- No alinhamento a 5 m da berma da pista, de ambos os lados: existem diversos troços de comprimento superior a 100 m que apresentam valores inferiores a 0,60.

Com a recolha dos dados obtidos para a velocidade de 95 km/h, chegou-se, para os alinhamentos no eixo e a 3 m de cada um dos lados do eixo da pista, a um valor médio de 0,51, que é superior ao limite mínimo para o planeamento de medidas de manutenção (0,47).

Tanto à velocidade de 65 km/h como à velocidade de 95 km/h, verificou-se que os troços com valores inferiores ao mínimo apresentam alguma expressão quando se trata do alinhamento correspondente ao eixo da pista e correspondendo às marcas de sinalização diurna existentes (10 m do eixo da pista). Nos restantes alinhamentos, os trechos com valores inferiores a 0,50 não são tão representativos.

Conclui-se assim que deve ser efectuada uma intervenção de correcção do coeficiente de atrito em toda a pista, devendo ainda ser disponibilizada a informação de que a pista se pode tornar escorregadia quando molhada.

A sinalização diurna deve ser refeita de modo a melhorar o coeficiente de atrito (aplicação de cargas siliciosas na tinta).

3.5.3 Ensaio de carga com deflectómetro de impacto

Os ensaios com deflectómetro de impacto realizaram-se em pontos situados ao longo de diversos alinhamentos paralelos aos eixos das pistas. No caso da pista principal, os ensaios foram realizados segundo 7 alinhamentos: um coincidente com o eixo, e os restantes distando de 3, 10 e 18,5 m para cada lado. No caso da pista secundária, os ensaios realizaram-se segundo 5 alinhamentos: um coincidente com o eixo, e os restantes distando de 3 e 10 m para cada lado. A distância entre pontos de ensaio sucessivos em cada alinhamento foi de 100 m.

Em cada ponto ensaiado, efectuaram-se 3 impactos da 3ª altura de queda, correspondentes a forças de pico nominais de 150 kN, tendo-se utilizado uma placa de carga de 0,45 m de diâmetro. Mediram-se as deflexões correspondentes aos dois últimos impactos, através de sismómetros

apoiados em pontos da superfície do pavimento localizados a 0 (D0); 0,30 (D1); 0,45 (D2); 0,60 (D3); 0,90 (D4); 1,20 (D5) e 1,80 m (D6) do centro da área carregada. Os Quadros 3.6 e 3.7 mostram os valores obtidos nestes ensaios.

Quadro 3.6 - Zonamento da pista principal [Antunes, 2003].

Zona		D0 (μm)	D1 (μm)	D2 (μm)	D3 (μm)	D4 (μm)	D5 (μm)	D6 (μm)
1P 0 a 2450 m; 3650 a 4000 m	Média (M_i)	384	350	326	291	231	176	100
	Desvio padrão (σ_i)	52	49	48	45	39	33	23
	Percentil 85 (D^*_i)	438	401	376	338	272	210	123
	Ponto representativo ⁽¹⁾	439	400	374	336	272	213	126
2P 2450 a 3650 m	Média (M_i)	274	242	219	188	138	95	43
	Desvio padrão (σ_i)	42	40	39	36	32	27	19
	Percentil 85 (D^*_i)	318	284	259	226	171	123	62
	Ponto representativo ⁽²⁾	319	281	258	226	172	125	69

(1) A 750 m do topo 19R, 3 m à direita do eixo tomando como referência o sentido 19-01;

(2) A 3450 m do topo 19R, no eixo da pista.

Quadro 3.7 - Zonamento da pista secundária [Antunes, 2003].

Zona		D0 (μm)	D1 (μm)	D2 (μm)	D3 (μm)	D4 (μm)	D5 (μm)	D6 (μm)
1S 0 a 1800 m; 3000 a 3200 m	Média (M_i)	384	439	325	290	231	176	102
	Desvio padrão (σ_i)	44	43	42	40	37	33	25
	Percentil 85 (D^*_i)	430	393	369	332	269	211	128
	Ponto representativo ⁽¹⁾	435	396	370	331	263	202	121
2S 1800 a 3000 m	Média (M_i)	295	261	238	207	154	109	51
	Desvio padrão (σ_i)	41	39	38	36	32	27	19
	Percentil 85 (D^*_i)	338	302	278	245	188	137	71
	Ponto representativo ⁽²⁾	337	299	277	246	189	137	70

(1) A 600 m do topo 19L, 3 m à esquerda do eixo, tomando como referência o sentido 19-01;

(2) A 1850 m do topo 19L, no eixo da pista.

3.5.4 Ensaio para avaliação do estado de tensão induzido nas lajes de betão por acção do pré-esforço

Tendo em vista a avaliação das tensões induzidas nas lajes de betão pela acção do pré-esforço, foram realizados dois tipos de ensaios específicos, que não são habitualmente utilizados em pavimentos:

- Ensaios para caracterização das forças instaladas nos aços de pré-esforço, envolvendo a abertura de roços nas pistas, e o destacamento de provetes dos aços;
- Ensaios SFJ para medição do estado de tensão nas lajes de betão, envolvendo a abertura de rasgos nas lajes de betão, com uma serra circular e a realização de ensaios de carga com macacos planos.

Foi previamente seleccionado um conjunto de 10 locais a caracterizar, 6 na pista principal e 4 na pista secundária, conforme indicado no Quadro 3.8, com vista a representar de forma adequada toda a área em apreço. Uma vez que se tratam de ensaios destrutivos, os locais seleccionados não se situam nas zonas mais críticas, do ponto de vista da passagem dos trens de aterragem dos aviões, isto é, próximo dos eixos das pistas. Procurou-se ainda evitar zonas próximas dos cruzamentos com caminhos de circulação.

Quadro 3.8 - Identificação dos locais ensaiados [Antunes, 2003].

Pista	Local	Distância ao topo Norte (m)	Distância ao eixo ⁽¹⁾ (m)
"Principal" 01L-19R	1	145	20 Esq.
	2	1095	20 Dta.
	3	1770	20 Esq.
	4	2450	20 Dta.
	5	3095	20 Esq.
	6	3860	20 Dta.
"Secundária" 01R-19L	7	145	10 Dta.
	8	925	10 Esq.
	9	2050	10 Dta.
	10	3050	10 Esq.

(1) Toma-se como referência o sentido Norte/Sul.

De forma a reduzir ao mínimo os danos induzidos nos pavimentos pela realização dos ensaios, a caracterização dos aços de pré-esforço foi efectuada apenas em 6 locais de entre os 10 locais identificados anteriormente: 4 na pista principal e 2 na pista secundária. Os Quadros 3.9 e 3.10, retirados da referência "Classificação ACN/PCN das Pistas da Base Aérea de Beja" (2003), contêm as características dos aços de pré-esforço longitudinal e transversal encontrados nos locais dos provetes testados.

Quadro 3.9 - Armaduras de pré-esforço longitudinal.

Local	Provete	Área (mm ²)	Força ⁽¹⁾ (kN)	Tensão, σ ⁽²⁾ (N/mm)	σ/R_m ⁽³⁾
1	1 L 1	39,2	37,8	964	0,61
	1 L 2	41,0	27,3	666	0,42
2	2 L 1	37,7	23,2	615	0,38
	2 L 2	39,3	27,9	710	0,45
5	5 L 1	41,4	26,6	642	0,40
	5 L 2	40,3	29,7	737	0,47
6	6 L 1	41,7	20,4	489	0,32
	6 L 2	41,1	34,2	832	0,54
7	7 L 1	40,9	23,8	582	0,38
	7 L 2	41,3	28,6	692	0,51
10	10 L 1	41,7	41,1	986	0,68
	10 L 2	40,1	25,6	638	0,41
Média			28,8		0,46

- (1) Força correspondente ao pré-esforçado instalado no fio;
 (2) Tensão correspondente ao pré-esforço instalado no fio;
 (3) Razão entre a tensão correspondente ao pré-esforço e a tensão de rotura do aço.

Quadro 3.10 - Armaduras de pré-esforço transversal.

Local	Provete	Área (mm ²)	Força ⁽¹⁾ (kN)	Tensão, σ ⁽²⁾ (N/mm)	σ/R_m ⁽³⁾
1	1 T 1	39,9	a)	a)	-
	1 T 2	40,7	34,1	838	0,57
2	2 T 1	40,6	34,4	847	0,54
	2 T 2	39,5	34,2	866	0,54
5	5 T 1	41,7	32,0	767	0,54
	5 T 2	41,1	26,0	633	0,41
6	6 T 1	42,2	27,5	652	0,44
	6 T 2	42,0	26,1	621	0,41
7	7 T 1	43,7	36,1	826	0,55
	7 T 2	43,3	40,3	931	0,65
10	10 T 1	42,7	29,4	689	0,55
	10 T 2	41,5	35,2	848	0,61
Média			32,3		0,53

- (1) Força correspondente ao pré-esforço instalado no fio;
 - (2) Tensão correspondente ao pré-esforço instalado no fio;
 - (3) Razão entre a tensão correspondente ao pré-esforço e a tensão de rotura do aço;
- a) Valor não determinado por impossibilidade de realização do ensaio.

Os resultados obtidos permitem extrair as seguintes conclusões principais:

- Os aços de pré-esforço apresentam-se em bom estado de conservação, sem corrosão significativa;
- As forças correspondentes ao pré-esforço longitudinal e transversal são da mesma ordem de grandeza, podendo-se considerar um valor médio de 30 kN; atendendo a que os cabos de pré-esforço são constituídos por 6 fios e a que o afastamento entre cabos é de 0,50 m, àquele valor corresponde o seguinte valor médio para as tensões de compressão no betão, σ_{pe} .

$$\sigma_{pe} = \frac{n \times P}{a \times e} \quad (17)$$

Em que:

n = número de fios;

P_e = força de pré-esforço longitudinal e transversal média (kN);

a = afastamento entre cabos (m);

e = espessura da laje de betão pré-esforçado (m).

$$\sigma_{pe} = \frac{6 \times 30}{0,50 \times 0,16} = 2250 \text{ kN/m}^2$$

- As tensões instaladas nos fios, tanto longitudinais como transversais, são da ordem de 750 N/mm^2 , correspondente a cerca de 50% da respectiva tensão de rotura.

Nos ensaios SFJ para determinação de tensões na laje de betão, foram utilizadas almofadas circulares, de aço de paredes finas, com um raio de 30 cm e um valor de flecha de 10,5 cm.

As tensões assim medidas restringem-se à parte superficial da laje, mas julga-se ter sido esta a melhor opção tendo em conta os danos que poderiam ter sido provocadas por uma almofada de maiores dimensões, cuja abertura de rasgo iria inevitavelmente intersectar as armaduras.

Foram realizados 10 ensaios, 6 na pista principal e 4 na pista secundária como indicado no Quadro 3.8, de identificação dos locais ensaiados. Cada ensaio consistiu na medição das tensões nas direcções longitudinal e transversal das pistas.

Quadro 3.11 - Tensões de compressão no betão na direcção longitudinal, medidas nos ensaios SFJ.

Local	$\sigma_{\text{betão}}$ (MPa)	Observações
1	4,60	Ensaio efectuado em período diurno, com temperaturas do ar de 9 a 19 °C
2	0,70	
3	4,40	
4	4,80	
5	5,40	
6	4,40	
7	4,30	
8	4,00	
9	0,98	
10	1,42	

Quadro 3.12 - Tensões de compressão no betão na direcção transversal, medidas nos ensaios SFJ.

Local	$\sigma_{\text{betão}}$ (MPa)	Observações
1	2,70	Ensaio efectuado em período diurno, com temperaturas do ar de 9 a 19 °C
2	3,30	
3	3,40	
4	6,60	
5	1,93	
6	3,80	
7	3,80	
8	2,10	
9	0,92	
10	5,50	

Os resultados dos ensaios SFJ possuem alguma dispersão, como é possível observar nos Quadros 3.11 e 3.12, retirados de “Classificação ACN/PCN das Pistas da Base Aérea de Beja” (2003), tendo-se obtido valores médios da ordem de 3,5 MPa, quer para as tensões de compressão longitudinais, quer para as transversais. Anota-se que estes valores não se afastam da ordem de grandeza dos valores esperados, tendo em atenção os resultados das tensões instaladas nas armaduras de pré-esforço. Atendendo que os ensaios foram efectuados em período diurno, ter-se-á temperaturas à superfície das lajes maiores que na sua base, o que implica que a parte inferior da laje de betão estará mais comprimida que a parte superior, por efeito do gradiente térmico.

No caso dos ensaios efectuados sobre as armaduras de pré-esforço, foi determinado um valor médio para as tensões de compressão devidas ao pré-esforço. No caso dos ensaios SFJ, atendendo à forma das almofadas utilizadas para aplicação de pressões, está-se a avaliar o estado de tensão numa zona próxima da superfície, e que resulta da acção combinada do pré-esforço e das variações térmicas.

3.5.5 Ensaio com radar de prospecção

Estes ensaios tiveram como objectivo a determinação da posição efectiva das armaduras de pré-esforço, sendo para tal, utilizado um radar de prospecção com uma antena com frequência de 2,0 GHz, a qual permite uma profundidade de penetração de cerca de 0,40 m.

Note-se que o sistema utilizado é mais sensível à detecção de objectos de metal que estão dispostos perpendicularmente ao alinhamento de ensaio, em comparação com aqueles que estão dispostos paralelamente.

Os ensaios com radar de prospecção foram realizados em ambas as pistas, principal e secundária, em alinhamentos longitudinais e transversais, tendo decorrido em duas fases.

Numa primeira fase, os ensaios foram conduzidos numa malha regular onde a aquisição de dados foi feita com um passo de amostragens variável, entre 15 leituras/m e 50 leituras/m. Foram efectuadas leituras em cada uma das faixas longitudinais, espaçadas 7,5 m entre si, correspondentes às faixas de betonagem, sendo ainda ensaiado um alinhamento longitudinal no sentido Sul-Norte, totalizando oito alinhamentos de ensaio na pista principal e quatro na pista secundária [Antunes, et al., 2009]. A Figura 3.16 mostra os alinhamentos ensaiados tanto na pista principal como na pista secundária. Entre cada junta de dilatação transversal, foram ensaiados, no sentido Este-Oeste, dois alinhamentos, como ilustrado na Figura 3.17.

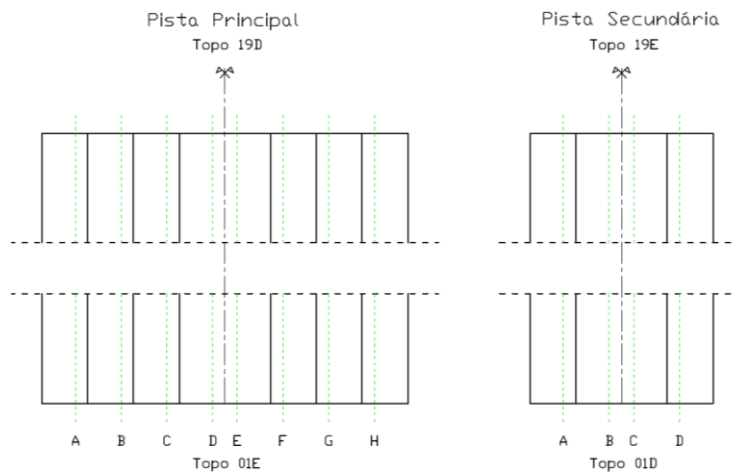


Figura 3.16 - Identificação dos alinhamentos longitudinais ensaiados na pista principal e secundária.

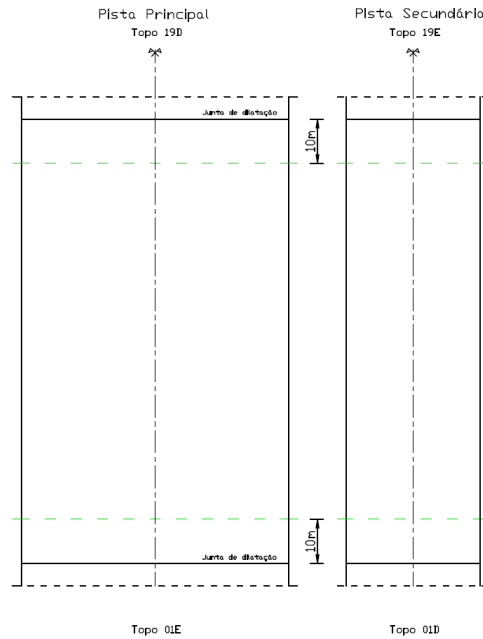


Figura 3.17 - Identificação dos alinhamentos transversais ensaiados na pista principal e secundária.

Após a análise dos resultados obtidos nesta primeira fase, foi possível constatar uma grande uniformidade no que diz respeito à localização das armaduras ao longo de toda a extensão das pistas, principal e secundária. Assim, numa segunda fase de ensaios, foram realizados alguns alinhamentos em zonas localizadas, distribuídas aleatoriamente ao longo da pista, indicadas na Figura 3.18, onde se utilizou um passo de amostragem menor (200 leituras/m), permitindo desta forma uma maior resolução dos resultados obtidos.



Figura 3.18 - Identificação dos alinhamentos de ensaio, da 2ª Fase, nas pistas principal e secundária.

Da análise dos resultados desta segunda fase de ensaios, conclui-se que a face superior da bainha das armaduras de pré-esforço transversais está a uma profundidade entre 0,05 m e 0,06 m, enquanto o primeiro nível das armaduras longitudinais se situa entre os 0,08 m e os 0,09 m da superfície do pavimento. Em ambas as direcções, transversal e longitudinal, confirma-se que o afastamento entre as armaduras é cerca de 0,50 m [Antunes, et al., 2009].

Devido à reflexão das ondas, quando estas encontram as armaduras e pelo facto das constantes dieléctricas do betão e do solo-cimento serem idênticas, não foi possível, através dos ensaios com radar de prospecção, detectar a interface entre estas duas camadas.

3.5.6 Sondagens à rotação

A calibração dos resultados obtidos no radar de prospecção foi feita recorrendo à realização de sondagens de rotação com a extracção de carotes.

Como o objectivo era a localização das armaduras de pré-esforço, a selecção dos locais para a realização das sondagens foi feita por forma assegurar a sua coincidência com zonas de cruzamento das armaduras transversais e longitudinais, detectadas previamente através da realização dos ensaios com o radar de prospecção.

Por se tratar de um método de ensaio destrutivo e por forma a minimizar o seu efeito na estrutura, e dado que os resultados demonstraram uma grande uniformidade da constituição das pistas, foi apenas extraído um total de cinco carotes, das quais quatro se situaram na pista principal e uma na pista secundária, nos locais apresentados na Figura 3.19.



Figura 3.19 - Identificação dos locais da realização de sondagens à rotação com extracção de carotes.

O Quadro 3.13 apresenta os resultados obtidos através da medição dos diferentes elementos, nas carotes retiradas das pistas.

Mediante os resultados obtidos, é de notar que no caso da carote N.º 1 apenas foi identificada armadura transversal, dado que a mesma foi extraída no limite transversal da pista, junto à berma, enquanto no caso da carote N.º 2 não foi possível recolher dados por esta não ser completa, tendo-se retirado uma nova carote (Nº3) na sua proximidade.

A partir do levantamento efectuado com o radar de prospecção e tendo em conta as carotes extraídas, no decorrer dos ensaios, conclui-se que a estrutura das lajes das pistas principal e secundária são idênticas e que podem ser representadas esquematicamente de acordo com a Figura 3.20.

Quadro 3.13 - Características geométricas das carotes e excentricidade das armaduras de pré-esforço [Antunes et al., 2009].

Carote	Localização	Espessura da laje de betão (cm)	Excentricidade do pré-esforço em relação à linha média da laje (cm) ⁽¹⁾		
			PE transversal	PE longitudinal (nível1)	PE longitudinal (nível2)
1	Pista Principal	15,5	- 1,0	-	-
2	Pista Principal	Carote incompleta			
3	Pista Principal	16,5	-1,2	+1,2	+4,5
4	Pista Principal	16,0	-1,0	+1,0	+4,5
5	Pista Secundária	16,4	-1,1	+0,9	+4,5

(1) – Excentricidade (+)= armadura abaixo do plano médio da laje; Excentricidade (-)= armadura acima do plano médio da laje.

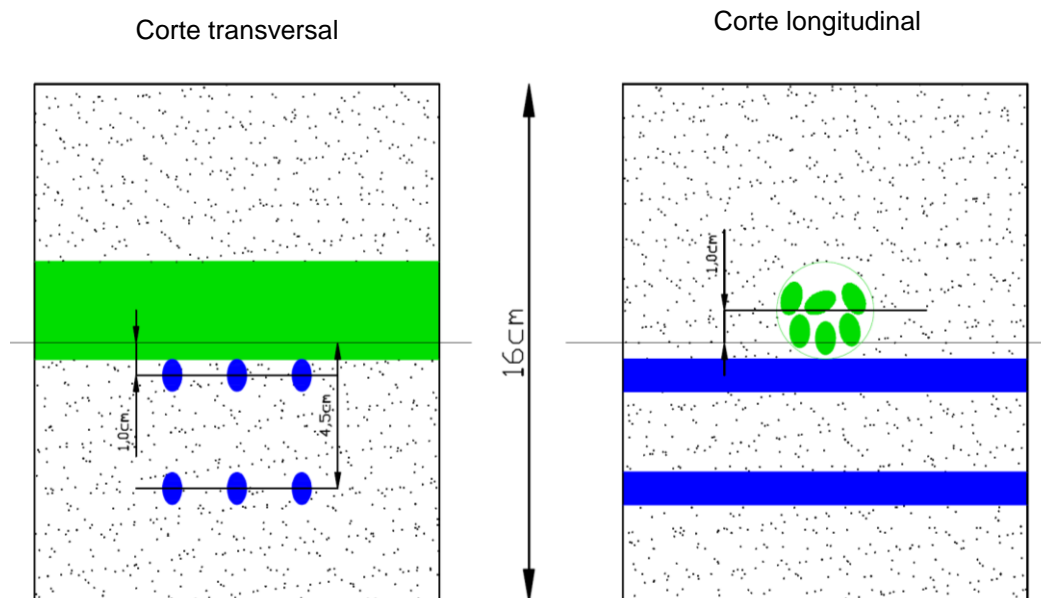


Figura 3.20 - Representação esquemática da estrutura da laje de betão pré-esforçado das pistas principal e secundária da BA11.

3.5.7 Sondagens à rotação e ensaios laboratoriais para caracterização das amostras recolhidas

Em cada um dos locais identificados no Quadro 3.8, foram realizadas três sondagens à rotação (A, B e C), para recolha de tarolos das lajes de betão e, sempre que possível, da camada de solo-cimento. Estas sondagens tiveram como objectivo a confirmação dos dados disponíveis relativamente à constituição dos pavimentos, e a recolha das amostras para ensaios laboratoriais. Os Quadros 3.14 e 3.15 apresentam as espessuras das diferentes camadas observadas nos tarolos retirados da pista principal e secundária, respectivamente.

Quadro 3.14 - Espessuras das camadas (H) determinadas através de sondagens à rotação – Pista principal [Antunes, 2003].

Local		Betão Pré-Esforçado		Argamassa		Solo-Cimento	
		Tarolo ϕ 72 mm H (cm)	Tarolo ϕ 101 mm H (cm)	Tarolo ϕ 72 mm H (cm)	Tarolo ϕ 101 mm H (cm)	Tarolo ϕ 72 mm H (cm)	Tarolo ϕ 101 mm H (cm)
1	A		16,5				
	B		16,6				
	C	16,7					
2	A		16,9		2,5		12,5
	B		16,9				
	C	17,0					
3	A		16,5				
	B		16,5				
	C	16,5					
4	A		15,6		2,2		14,2
	B		16,1				
	C	15,9					
5	A		16,7				
	B		16,6				
	C	16,8					
6	A		16,8				
	B		16,9				
	C	16,8		4,7		13,2	

Quadro 3.15 - Espessuras das camadas (H) determinadas através de sondagens à rotação – Pista secundária [Antunes, 2003].

Local		Betão Pré-Esforçado		Argamassa		Solo-Cimento	
		Tarolo ϕ 72 mm H (cm)	Tarolo ϕ 101 mm H (cm)	Tarolo ϕ 72 mm H (cm)	Tarolo ϕ 101 mm H (cm)	Tarolo ϕ 72 mm H (cm)	Tarolo ϕ 101 mm H (cm)
7	A		17,0				
	B		17,0				
	C	17,0					
8	A		16,6		3,2		14,5
	B		16,8				
	C	16,8					
9	A		16,8		4,8		15,2
	B		16,3				
	C	16,3					
10	A		15,5				
	B		15,5				
	C	15,4					

Os resultados das sondagens à rotação permitem constatar que, em lugar da “camada de deslizamento em betume”, referida nos elementos de projecto [FAP, desenhos], existe uma camada de argamassa entre a camada de solo-cimento e as lajes de betão. Esta camada, na qual se observam vestígios de papel “kraft” também referenciado nos elementos de projecto, terá sido provavelmente executada com o objectivo de regularizar a superfície do solo-cimento, constatando-se que possui espessuras variáveis, com um mínimo de 0,02 m.

Quanto às restantes camadas, de betão e de solo-cimento, estas possuem espessuras da ordem de grandeza dos valores indicados nos elementos de projecto. Como tal, para efeitos de estabelecimento de modelos de comportamento estrutural para os pavimentos em estudo, consideraram-se duas camadas: as lajes de betão, com espessura de 0,16 m, apoiadas sobre um conjunto constituído por uma camada de argamassa, para garantir que não há ligação entre a laje de betão e a camada subjacente, e outra de solo-cimento, para as quais se toma uma espessura global de 0,17 m.

A observação visual dos tarolos recolhidos permite constatar que os materiais se apresentam com um aspecto relativamente homogéneo e compacto, em toda a espessura das camadas, sem evidências de quaisquer degradações ou alterações.

Os ensaios realizados para caracterização dos materiais recolhidos nas sondagens, cujos resultados são apresentados no Quadro 3.16, foram os seguintes:

- Determinação da resistência à compressão simples, de acordo com a Especificação LNEC E 226, 1968;
- Determinação da resistência à tracção em compressão diametral, de acordo com a EN 12390-6, 2000;
- Determinação do módulo de elasticidade, de acordo com a Especificação LNEC E 397, 1993.

Os ensaios de compressão simples e de compressão diametral foram realizados sobre provetes obtidos a partir dos tarolos de 101 mm de diâmetro. Os tarolos de 72 mm de diâmetro foram utilizados para a determinação do módulo de deformabilidade do betão.

Os resultados apresentados no Quadro 3.16 permitem constatar que o betão possui elevados valores de módulos de elasticidade, da ordem de 42 GPa, bem como elevadas resistências à compressão simples, para a qual apresenta um valor médio de 83 MPa, e compressão diametral com um valor médio de 6,4 MPa.

Com base nas correlações entre a resistência à tracção em flexão e as resistências à compressão simples e à compressão diametral, estimam-se para a resistência à tracção em flexão do betão, valores entre 6,7 e 9,1 MPa. Considera-se, desta forma, que a adopção de um valor da ordem de 7,5 MPa para a resistência à tracção em flexão é um valor razoável [EN, 2001].

Ensaíram-se também duas amostras da camada de solo-cimento (solo-cimento mais argamassa), tendo-se determinado a resistência à compressão simples, a partir do tarolo 2A e o módulo de elasticidade, a partir do tarolo 8C. Os resultados obtidos foram de 13,4 MPa, para a resistência à compressão simples e de 6,0 GPa para o módulo de deformabilidade.

Quadro 3.16 - Resultados dos ensaios efectuados sobre amostras de betão [Antunes, 2003].

Ident.	Resistência à compressão simples (MPa)	Ident.	Resistência à compressão diametral (MPa)	Ident.	Módulo de deformabilidade (GPa)
1B	97,3	1A	6,8	1C	43,3
2B	87,2	2A	5,9	2C	42,8
3B	72,7	3A	6,99	3C	42,2
4B	97,6	4A	7,3	4C	42,1
5B	83,6	5A	6,1	5C	39,1
6B	61,8	6A	5,8	6C	38,4
7B	88,4	7A	6,9	7C	42,4
8B	86,8	8A	6,1	8C	41,7
9B	83,4	9A	5,9	9C	42,0
10B	74,8	10A	5,8	10C	43,8

3.6 Análise Estrutural dos Pavimentos

Uma vez estabelecida a constituição dos pavimentos de cada uma das zonas definidas, foram definidos modelos de comportamento estrutural desses pavimentos, tomando como referência os pontos cujas deflexões medidas com deflectómetro de impacto se aproximam dos valores correspondentes ao percentil 85% do conjunto das deflexões medidas nessa zona, que se considerou representativos dos respectivos comportamentos estruturais. Estes modelos de resposta são necessários para determinar os estados de tensão e deformação induzidos pelas acções devidas ao tráfego e variações térmicas. Quanto às tensões de compressão induzidas pelo pré-esforço, considerou-se que estas são uniformemente distribuídas na secção de betão, com um valor de 2,25 MPa, de acordo com o exposto no Capítulo 3.5.4.

3.6.1 Estabelecimento do modelo de comportamento estrutural do pavimento

A partir dos resultados dos ensaios de carga com deflectómetro de impacto obtidos nos pontos representativos de cada zona e do conhecimento da constituição e espessura das camadas do pavimento, estimaram-se os módulos de deformabilidade das suas camadas, com recurso ao programa de cálculo automático BISAR 3.0, desenvolvido pela Shell. Para tal, foi utilizado um processo iterativo tendo em vista a determinação do conjunto de módulos de deformabilidade das camadas que conduz a uma deformada calculada com o programa BISAR 3.0 tão próxima quanto possível do conjunto de deflexões medidas no ensaio.

Foi considerado que o pavimento é constituído por duas camadas, com espessuras de 0,16 m para a laje de betão e 0,17 m para a camada de solo-cimento, assentes sobre um solo de fundação.

No que diz respeito aos coeficientes de Poisson, fixaram-se valores considerados típicos dos materiais constituintes das camadas, ou seja, 0,20 para o betão, 0,25 para o solo-cimento e 0,35 para os solos.

Relativamente aos solos de fundação, foi considerada uma subdivisão em duas camadas: uma camada superficial cuja espessura foi determinada em função dos ensaios (2 m), e uma camada mais profunda, semi-infinita, com um módulo de deformabilidade superior ao da primeira. Esta é uma consideração usual, tendo em atenção a heterogeneidade e a não linearidade do comportamento da fundação [Antunes, 1993].

O modelo que melhor se coaduna ao comportamento observado para o pavimento sob a acção de cargas verticais, foi o modelo em que o pavimento foi assimilado a um conjunto de camadas de materiais elásticos lineares, assentes sobre o solo de fundação, sendo a interface entre o betão e o solo-cimento modelada através de elementos de junta de comportamento elástico-linear, com uma rigidez tangencial baixa, $K_T = 8333 \text{ MPa/m}^{12}$. O referido modelo, primeiramente desenvolvido para a zona 1P (zona mais condicionante), foi utilizado posteriormente para efectuar a interpretação dos resultados dos ensaios de carga das zonas 2P, 1S e 2S. As características das diferentes zonas são apresentadas no Quadro 3.17.

Quadro 3.17 - Modelos de comportamento estrutural deduzidos dos ensaios de carga com deflectómetro de impacto (programa BISAR 3.0) [Antunes, 2003].

Zona	Betão		Interface K (MPa/m)	Solo-cimento		Solo de Fundação		
	H1 (m)	E1 (MPa)		H2 (m)	E2 (MPa)	H3 (m)	E3 (MPa)	E4 (MPa)
1P	0,16	42000	8333	0,17	6000	2,00	75	1000
2P	0,16	42000	8333	0,17	6000	2,00	150	1000
1S	0,16	42000	8333	0,17	6500	2,00	75	1000
2S	0,16	40000	8333	0,17	5500	2,00	140	1000

LEGENDA:

H_1 , H_2 , H_3 – Espessuras da laje de betão, da camada de solo-cimento e da camada superior de solo, respectivamente;

E_1 , E_2 , E_3 , E_4 – Módulos de deformabilidade do betão, do solo-cimento e das camadas superior e inferior de solo, respectivamente;

K – Rigidez tangencial na junta entre a laje de betão e a camada de solo-cimento.

Os dados apresentados no quadro acima, permitem verificar que as diferenças nos modelos de comportamento correspondem essencialmente a variações nas condições de fundação dos pavimentos. Note-se que as zonas 2P e 2S correspondem aproximadamente a zonas de escavação em rocha, razão pela qual apresentam módulos de deformabilidade do solo de fundação elevados.

¹² No programa BISAR 3, este valor corresponde a utilizar um valor $1/K_T = 1,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{N}$ para a deformabilidade tangencial da junta (*shear spring compliance*).

3.6.2 Determinação das tensões instaladas no betão devido à acção das temperaturas

Para que se pudesse estimar as tensões máximas de tracção que se podem instalar na laje devido às variações térmicas ambientais, admitiu-se um modelo semelhante ao descrito na secção anterior em termos das características de deformabilidade dos materiais, com excepção do betão, e em termos da geometria na direcção vertical. No que diz respeito ao módulo de deformabilidade do betão, foi admitido que este terá um valor igual a 2/3 do módulo correspondente a cargas de curta duração. No que concerne à geometria na direcção horizontal, considerou-se que, deveria ser definida uma secção radial de 50 m de comprimento, por forma a considerar toda a laje (cuja máxima dimensão em planta é aproximadamente 100 m).

O comportamento da interface entre a laje de betão pré-esforçado e a camada de solo-cimento subjacente foi simulado através dos já referidos elementos de junta, com a nuance de agora se considerar a hipótese de comportamento não-linear, com um ângulo de atrito interno na interface de 45° e coesão nula, de forma a considerar a possibilidade de ocorrência de roturas por corte na interface laje-fundação.

3.6.2.1 *Tensões devidas ao arrefecimento uniforme da laje*

Quando se observe um arrefecimento uniforme da laje de betão, caso o atrito na interface seja nulo, não se instalarão tensões térmicas na laje. Contudo, o atrito na referida interface não é nulo e por isso instalar-se-ão tensões tangenciais na interface, que serão proporcionais à tensão normal, associada ao peso próprio da laje, e ao valor da tangente do ângulo de atrito da interface. Para a determinação da tensão, foi utilizado o modelo descrito no Capítulo 3.6.2 e com a consideração da deformabilidade da camada de solo-cimento, sendo este analisado pelo programa FLAC 4.0.

Chegou-se então a um valor de tensão de tracção devido ao arrefecimento uniforme da laje de: $\sigma_{\Delta t1} = 1,0 \text{ MPa}$ [Antunes, 2003].

3.6.2.2 *Tensões devidas a gradientes térmicos na laje*

A ocorrência de gradientes térmicos em profundidade, devido às variações diárias da temperatura da superfície do pavimento, induz tensões na laje de betão [Croney, 1977].

Quando se está em presença de gradientes térmicos positivos, entre o topo e a base das lajes, a tracção de origem térmica na base, junta com a acção das aeronaves (tracção na base sob flexão) pode ampliar significativamente as tensões de tracção induzidas. O cálculo das tensões térmicas induzidas é feito através da Equação (18).

$$\sigma_{\Delta t} = \frac{E \times \alpha \times \Delta t}{1 - \nu} \quad (18)$$

Em que:

E = módulo de deformabilidade do betão (MPa);

ν = coeficiente de Poisson do betão;

α = coeficiente de dilatação do betão ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);

Δt = diferença entre as temperaturas à superfície e a meio da espessura da laje ($^{\circ}\text{C}$).

Para as condições climáticas na região de Beja, considera-se adequado adoptar um valor de 20°C para a amplitude térmica diária. Logo, e tendo em conta os efeitos correspondentes ao amortecimento e ao atraso em função da profundidade, estima-se um valor de 4°C para a diferença entre a temperatura à superfície e a meio da laje [Silveira, 1962].

Assim sendo, apresenta-se de seguida o resultado do cálculo do valor das tensões de tracção devidas a gradientes térmicos na laje [Antunes, 2003]:

$$\sigma_{\Delta t_2} = \frac{2/3 \times 42 \times 10^3 \times 10^{-5} \times 4}{1-0.2} = 1,4 \text{ MPa}$$

3.7 Classificação ACN/PCN

3.7.1 Generalidades

O sistema de classificação ACN/PCN é o sistema preconizado pela *International Civil Aviation Organization* (ICAO), desde 1980, para classificar a capacidade de carga de pavimentos aeroportuários em que operam aviões com massa igual ou superior a 5700 kg [ICAO, 1983].

De acordo com este método, é possível exprimir o efeito da solicitação produzida por um dado avião num pavimento, através dum valor numérico, o *Aircraft Classification Number* (ACN). Este valor é determinado em função da configuração do trem de aterragem, da carga por roda, da pressão de enchimento dos pneus, do tipo de pavimento (rígido ou flexível) e da resistência do solo de fundação. A resistência do solo de fundação é expressa de forma diferente consoante se trate da fundação dum pavimento flexível ou rígido, sendo expressa em termo de CBR para pavimentos flexíveis, e em termos de módulo de reacção (K) para pavimentos rígidos.

Por sua vez, o PCN traduz a capacidade de carga dum dado pavimento aeroportuário em termos de uma carga máxima admissível por roda simples que, actuando com uma pressão de enchimento de 1,25 MPa, possa efectuar 10 000 recobrimentos. No caso dos pavimentos rígidos, a ICAO preconiza o cálculo do PCN através da carga que, actuando no centro da laje, conduz a tensões de tracção no betão, calculadas através do modelo de Westergaard, com um valor máximo de 2,75 MPa (para betões com resistência à flexão de 4,5 MPa).

Desta forma, qualquer avião que possua um ACN inferior ou igual ao PCN dum dado pavimento, pode operar neste sem quaisquer restrições.

A classificação dum pavimento em termos de PCN é feita através de um número (N) seguido de quatro letras que sintetizam a informação discriminada de seguida:

- i) N – valor numérico igual ao dobro da carga máxima admissível, em tf;
- ii) Tipo de pavimento;
 - R – Rígido;
 - F – Flexível.
- iii) Classe de resistência do solo de fundação;
 - A – Elevada (CBR superior a 13% ou K superior a 120 MN/m³);
 - B – Média (CBR entre 8 e 13% ou K entre 60 e 120 MN/m³);
 - C – Baixa (CBR entre 4 e 8% ou K entre 25 e 60 MN/m³);
 - D – Muito baixa (CBR inferior a 4% ou K inferior a 25 MN/m³).
- iv) Categoria da pressão de enchimento dos pneus;
 - W – Elevada (sem limite);
 - X – Média (limitada a 1,5 MPa);
 - Y – Baixa (limitada a 1,0 MPa);
 - Z – Muito baixa (limitada a 0,5 MPa).
- v) Método utilizado para a determinação do PCN.
 - T – Analítico;
 - U – Empírico.

O cálculo da carga máxima admissível foi efectuado com base na análise estrutural do pavimento da zona 1P, por corresponder às condições mais desfavoráveis, e segundo os critérios preconizados pela ICAO.

3.7.2 Classe de resistência da fundação

Conforme apresentado no Quadro 3.17, os solos de fundação (camada superior) dos pavimentos das zonas 1P e 1S, que representam a maior parte da extensão dos pavimentos ensaiados, possuem valores de módulos de deformabilidade da ordem dos 75 MPa. De notar que este valor representa o conjunto formado pelos solos existentes no local e pela camada de solos seleccionados que constitui o leito do pavimento.

Com o recurso a correlações existentes entre as diversas características mecânicas dos solos [ICAO, 1983], pode-se estimar valores de módulos de reacção da ordem de 100 MPa/m. Com base neste valor, e seguindo o procedimento recomendado pela ICAO, atribui-se à fundação do pavimento rígido a classe B. Importante será referir que, de acordo com os dados históricos, o módulo de reacção considerado para a verificação do dimensionamento do pavimento, estava também dentro da gama de valores correspondentes à classe B, de resistência da fundação [Mello, 1962].

3.7.3 Crítérios de dimensionamento

No cálculo do PCN da pista em estudo, adoptou-se o critério preconizado pela PCA [Packard, 1973], que fornece o ábaco da Figura 3.21, para determinar o quociente entre a tensão induzida pelas

acções e a resistência à tracção em flexão do betão em função do número admissível de aplicações de carga.

Para um número admissível de aplicações de carga de 10 000, a relação das tensões retirada do abaco é 0,64.

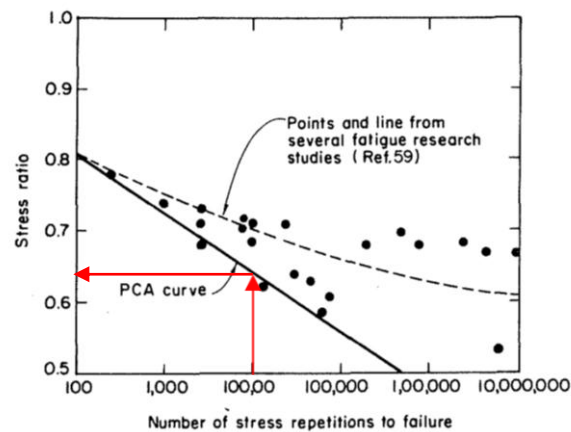


Figura 3.21 - Curva de fadiga para betões sujeitos a flexão [Packard, 1973].

Deste modo, e atendendo ao facto de o betão possuir uma resistência à tracção em flexão de 7,5 MPa, obteve-se o seguinte valor limite das tensões instaladas [Antunes et al., 2009]:

$$\sigma_{lim} = 0,64 \times 7,5 \cong 4,8 \text{ MPa}$$

3.7.4 PCN da pista da BA11

Tendo em consideração que, em pavimentos pré-esforçados, se deve evitar a ocorrência de fendilhação, optou-se por calcular a carga máxima admissível para as combinações mais desfavoráveis das várias acções exercidas sobre o pavimento. Face aos resultados apresentados nos Capítulos 3.5.4 e 3.6.2, tem-se [Antunes, 2003]:

- Tensão de compressão devido ao pré-esforço: $\sigma_{pe} = -2,25 \text{ MPa}$
- Tensão de tracção devido ao arrefecimento da laje: $\sigma_{\Delta t1} = 1,0 \text{ MPa}$
- Tensão de tracção devido ao gradiente térmico na laje: $\sigma_{\Delta t2} = 1,4 \text{ MPa}$

Desta forma, o valor máximo admissível ($\sigma_{m\acute{a}x}$) para a tensão induzida pelas cargas verticais é dada pela Equação (8):

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_{pe} + \sigma_{\Delta t1} + \sigma_{\Delta t2} \leq 4,8 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 4,65 \text{ MPa}$$

Utilizando o programa BISAR 3.0 e limitando a tensão induzida a 4,65 MPa, obteve-se uma carga vertical de 222 kN, o que equivale a um PCN=45. Considera-se não haver necessidade de limitar as pressões de enchimento dos pneus, pelo que a classificação ACN/PCN actual das pistas da Base Aérea de Beja é **45/R/B/W/T**.

4 DIMENSIONAMENTO DE SOLUÇÕES

4.1 Objectivos

No Plano Director do Aeroporto de Beja, elaborado pela Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A. (COBA) em colaboração com a Empresa de Desenvolvimento do Aeroporto de Beja, S.A. (EDAB) (2003), define-se que o tráfego considerado deve incluir aeronaves do tipo ERJ-145 (50 a 100 passageiros), aeronaves do tipo A320, B737 (100 a 200 passageiros), aeronaves do tipo A340, L1011 e B747 (>250 passageiros). Todavia, no que se refere ao volume de tráfego propriamente dito, o próprio Plano Director do Aeroporto de Beja não apresenta uma previsão que permita determinar com alguma segurança a mistura de tráfego de projecto. O tráfego, embora hipoteticamente moderado, inclui alguns aviões exigentes do ponto de vista da capacidade de carga dos pavimentos. Tendo em atenção estes factos, foi decidido naquele Plano Director adoptar um PCN alvo de 55, tanto para pavimentos flexíveis como rígidos, adequado à circulação de aeronaves com ACN até 55, para solos de fundação de classe B.

4.1.1 Tráfego

No dimensionamento das alternativas à reabilitação da pista da BA11, foi considerado um tráfego que pareceu ser realista para as solicitações futuras do aeródromo. Este tráfego foi dividido em tráfego civil e tráfego militar, visto que a base aérea em questão será utilizada por ambos.

4.1.1.1 *Tráfego Civil*

O aeroporto de Faro, devido à sua proximidade e dimensão semelhante à da pista da BA11, foi considerado como um bom modelo de previsão do tráfego civil, sendo estudados para o dimensionamento, três relações de tráfego civil na pista em estudo:

- 50% do tráfego do aeroporto de Faro;
- 30% do tráfego do aeroporto de Faro;
- 30% do tráfego do aeroporto de Faro, mais redução de 50% das passagens da aeronave mais danosa para o pavimento.

Adoptou-se então os dados fornecidos pela ANA Aeroportos de Portugal S.A. presentes no Relatório Anual de Tráfego do Aeroporto de Faro (2009). A Figura 4.1, retirada do referido relatório, representa o tráfego das companhias aéreas civis que mais movimentos efectuaram no Aeroporto de Faro no ano de 2009.

TRÁFEGO COMERCIAL POR COMPANHIAS AÉREAS EM 2009 (TOP 25+)
COMMERCIAL TRAFFIC BY AIRLINES IN 2009 (TOP 25+)

MOVIMENTOS COMERCIAIS COMMERCIAL MOVEMENTS		2009			VARIACÃO % HOMÓLOGA YEAR-ON-YEAR %		
RNK	COMPANHIA AÉREA AIRLINE	CHEGADAS ARRIVALS	PART. DEPART.	TOTAL TOTAL	Δ% CH	Δ% PT	Δ% TT
1	EasyJet Airlines	4.319	4.318	8.637	5,3%	5,3%	5,3%
2	Ryanair	1.910	1.910	3.820	92,5%	92,5%	92,5%
3	Monarch	1.454	1.451	2.905	-7,2%	-7,5%	-7,3%
4	Transavia	1.445	1.441	2.886	-3,4%	-3,7%	-3,5%
5	TAP Portugal	1.249	1.247	2.496	-4,5%	-4,7%	-4,6%
6	Aer Lingus	1.152	1.152	2.304	58,0%	58,2%	58,1%
7	Air Berlin	828	829	1.657	-15,4%	-15,3%	-15,4%
8	Thomsonfly.com	794	794	1.588	-21,0%	-21,8%	-21,4%
9	British Airways	616	616	1.232	26,5%	26,5%	26,5%
10	Hapag-Lloyd Express	582	577	1.159	-13,8%	-14,6%	-14,2%
11	Jet2.com	545	545	1.090	-18,0%	-18,2%	-18,1%
12	Thomas Cook (UK)	424	426	850	-25,1%	-25,3%	-25,2%
13	BMIbaby	387	387	774	-4,4%	-4,4%	-4,4%
14	FlyGlobespan	387	387	774	-35,6%	-35,6%	-35,6%
15	NetJets	206	208	414	-8,4%	-1,4%	-5,0%
16	Brussels Airlines	194	194	388	-6,3%	-6,3%	-6,3%
17	Flybe	173	173	346	-25,8%	-25,8%	-25,8%
18	Germanwings	152	152	304	-34,5%	-34,2%	-34,3%
19	Norwegian Air	146	146	292	114,7%	111,6%	113,1%
20	TUI Belgium	91	91	182	-12,5%	-12,5%	-12,5%
21	TUIfly Nordic	72	74	146	-16,3%	-14,9%	-15,6%
22	SAS	72	70	142	7,5%	6,1%	6,8%
23	Europe Airpost	65	63	128	38,3%	37,0%	37,6%
24	Lufthansa	60	60	120	-42,3%	-42,3%	-42,3%
25	Thomas Cook Belgium	60	59	119	-11,8%	-13,2%	-12,5%
	RESTANTES OTHER	1.260	1.315	2.575	-56,2%	-54,3%	-55,3%
	Total Total	18.643	18.685	37.328	-6,3%	-6,1%	-6,2%



Figura 4.1 - Tráfego comercial de companhias aéreas civis em 2009 (Top 25+) [ANA, 2009].

Com a informação do tráfego referente a cada companhia aérea e analisando as aeronaves que cada companhia opera no Aeroporto de Faro, através dum documento retirado do site da ANA com o horário de voos regulares [ANA, 2011], definiu-se que todos os movimentos de cada companhia aérea seriam executados pelas suas aeronaves de maior capacidade. No Quadro 4.1 é apresentado qual a aeronave condicionante de cada companhia e o total de descolagens no ano de 2009, posteriormente somou-se as descolagens de aeronaves idênticas, de companhias diferentes, e chegou-se a um total de descolagens, como mostra o Quadro 4.2.

Quadro 4.1 - Aeronave condicionante da companhia aérea [ANA, 2011].

Companhia	Aeronave condicionante	Número de Descolagens 2009
Easy Jet Airlines	A320	4318
Ryanair	B737-800	1910
Monarch	A300-600	1451
Transavia	B737-800	1441
TAP	A321	1247
Aer Lingus	A321	1152
Air Berlin	A321	829
Thomsonfly.com	B757-300	794
British Airways	A320	616
Hapag-Lloyd Express	B737-800	577
Jet2.com	B757-200	545
Thomas Cook (UK)	B757-300	426
BMIbaby	B737-300	387
FlyGlobespan	B737-800	387
NetJets	Gulfstream V	208
Brussels Airlines	A320	194
Flybe	B737-100	173
Germanwings	A319	152
Norwegian Air	B737-800	146
TUI Belgium	B737-800	91
TUIfly Nordic	B737-800	74
SAS	A321	70
Europe Airpost	B737-700	63
Lufthansa	A321	60
Thomas Cook Belgium	A320	59

Quadro 4.2 - Total de descolagens para cada aeronave [ANA, 2011].

Aeronave	Total Descolagens em 2009	50% das Descolagens	30 % das Descolagens
A320	5187	2594	1556
B737-800	4626	2313	1388
A321	3358	1679	435
A300-600	1451	726	1007
B757-300	1220	610	366
B757-200	545	273	164
B737-300	387	194	116
Gulfstream V	208	104	62
B737-100	173	87	52
A319	152	76	46
B737-700	63	32	19

No programa FAARFIELD foi então colocado a informação presente no Quadro 4.2, representando o tráfego civil espectável para a pista da BA11.

4.1.1.2 Tráfego Militar

A BA11 desde sempre foi uma base bastante requisitada, tanto por aeronaves militares nacionais, como por aeronaves de forças armadas internacionais.

Para perceber que tráfego militar seria de esperar, utilizaram-se quadros de movimentos referentes aos anos entre 2005 e 2010, facultados pela Força Aérea Portuguesa, dessa base aérea. Havendo a informação dos movimentos realizados em anos anteriores a 2005, considerou-se desprezável tal informação pelo facto de algumas aeronaves serem obsoletas e os movimentos das que não o são, poderem não ser realistas para os tempos actuais [DINFA, 2010].

O tráfego anual de cada aeronave obtém-se através duma média aritmética dos diferentes anos. Para efeitos de cálculo, não tendo sido encontrado nenhuma documentação referente ao assunto, considera-se que os *touch-and-go's* contabilizados entrariam como descolagens, afectos de um factor de 0,5. Tal consideração apoia-se no facto da aeronave nunca parar completamente quando executa esta manobra, o que lhe confere alguma sustentação, não tendo o mesmo efeito ao nível do pavimento e cargas verticais que uma paragem e descolagem convencional.

Devido à especificidade dos modelos das aeronaves militares, nem todas se encontram preconizadas na base de dados do programa FAARFIELD. Isto levou a que se tivesse de considerar aeronaves similares para alguns casos, tendo o cuidado de se seleccionarem aeronaves com pesos o mais próximo possível do original e com a mesma configuração de trem. Por esse mesmo motivo, algumas aeronaves com poucos movimentos e de pequeno porte foram desprezadas.

No Quadro 4.3, apresentam-se as aeronaves militares e descolagens consideradas para o dimensionamento do pavimento no FAARFIELD.

Quadro 4.3 - Tráfego militar [DINFA, 2010].

Aeronave correspondente no FAARFIELD	Tipo	Total Descolagens 2005-2010	Média Anual
(An-124)	A124	8	2
(A319-100 opt)	A319	130,5	26
(A320-200 opt)	A320	49	10
(BeechJet 400A)	AJET	14048,5	2810
(Sngl Whl-30)	AMX	6	1
(B747-400ER Freighter)	B747	3,5	1
(C-130)	C130	18,5	4
(C-130)	C160	121	24
(F-16C)	F16	38	8
(P-3)	P3	1450	290
(F-15C)	TORNADO	22	4
(A310-300)	A310	14	3
(C-17A)	C17	4	1
(B707-320C)-350.000lbs	E3TF ¹³	53	11
(IL76T)	IL76	10	2

4.2 Construção Nova

A hipótese de se efectuar um pavimento de raiz é uma hipótese plausível nalguns casos, em que o pavimento existente se encontre demasiadamente deteriorado ou com problemas profundos, a nível estrutural ou de drenagem, que não seriam resolvidos com a aplicação dum reforço. Por essa razão calcula-se dois pavimentos novos, flexível e rígido, para os tráfegos considerados.

Esta construção de raiz acarretaria, inevitavelmente, o problema da demolição do pavimento actual, que dado a sua especificidade tem custos e procedimentos acrescidos.

4.2.1 Novo Pavimento Rígido

De seguida, apresentam-se os resultados dos cálculos efectuados no programa FAARFIELD, segundo o método da FAA, para um pavimento rígido novo.

As propriedades das diferentes camadas encontram-se nas figuras de cada pavimento, no Anexo A, sendo que todas as camadas são caracterizadas pela sua espessura e módulo de deformabilidade, à excepção da laje de betão de cimento, que é caracterizada pela espessura e resistência à flexão (módulo de deformabilidade fixo em 27 579 MPa) [FAA, 2009].

¹³ O E3TF ou E-3 Sentry é utilizado como *Airborn Warning And Control System* (AWACS) e tem a fuselagem dum Boeing 707/320, mas com a particularidade de ter um radar rotativo na parte superior.

As denominações das diferentes camadas são apresentadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Denominações das camadas de pavimento rígido.

	Designação no FAARFIELD	Material
Camada de Sub-base	P-209	Agregado britado
Camada de Base	P-306	Betão Pobre
Camada de Superficial	PCC Surface	Betão de cimento

No Quadro 4.5 encontram-se as espessuras das diferentes camadas calculadas a partir do método da FAA, enquanto a respectiva representação dos pavimentos, com as características de cada camada, e os gráficos do CDF, que permitem a determinação das aeronaves que mais contribuem para a degradação do pavimento em questão, se encontram no Anexo A.

Quadro 4.5 - Espessuras das camadas de pavimento rígido.

	Sub-base (mm)	Base (mm)	Camada Superficial (mm)
Tráfego 50%	260	150	400
Tráfego 30%	230	150	380
Tráfego 30%, mais Redução em 50% da Aeronave Condicionante	240	150	372

4.2.2 Novo Pavimento Flexível

No dimensionamento do pavimento flexível construído de raiz, no lugar de se considerar as camadas standard apresentadas no programa FAARFIELD, optou-se por modelar as camadas de misturas betuminosas agrupadas numa única camada, sendo utilizado na determinação do módulo de elasticidade, consoante a espessura da camada, o método da Shell. O benefício que esta opção traz, é a de se ter em conta as temperaturas de serviço [Picado-Santos, 1995] [Baptista; Picado-Santos, 1999] [Baptista; Picado-Santos, 2000] do local onde será construído o pavimento e a espessura da camada betuminosa utilizada, factores esses que influenciam o módulo de deformabilidade da camada.

O método da Shell necessita que se defina a constituição do macadame betuminoso (material determinante e portanto considerado estruturalmente representativo das camadas betuminosas), apresentada no Quadro 4.6, o módulo de deformabilidade do solo de fundação e as temperaturas de serviço em Beja [Baptista; Picado-Santos, 1999]. Quanto ao módulo de deformabilidade do solo de fundação, foi considerado um valor de 60 MPa, o que equivale aproximadamente a um CBR 6, apesar do solo de fundação ter um CBR 8, esta consideração não acarreta discrepâncias assinaláveis, sendo que de qualquer das formas se está do lado da segurança.

Quadro 4.6 - Constituição do macadame.

Macadame	γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	pb (%)	n (%)	Vb (%)	Va	VMA
	10,3	26	4,7	4,5	6	10	0,84	0,16

Em que:

γ_b = peso específico do betume;

γ_a = peso específico do agregado;

tb = teor em betume (peso betume/peso agregado);

pb = percentagem em betume (peso betume/peso total);

n = porosidade (vol.vazios/vol.total);

Vb = percentagem volumétrica de betume (vol.betume/vol.total);

Va = percentagem volumétrica de agregado (vol.agregado/vol.total);

VMA = volume de vazios no esqueleto de agregado ((vol.betume+vol.vazios)/vol.total).

O cálculo do módulo de deformabilidade foi então efectuado consoante as temperaturas de serviço para diferentes espessuras da camada betuminosa. O resultado do cálculo é apresentado no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Módulo de deformabilidade para diferentes espessuras da camada betuminosa.

Espessura (cm)	16	22	25	28	30	32
Temperatura de Serviço (°C)	30	30	29,4	29,4	28,9	28,5
Módulo de Deformabilidade (MPa)	4100	4100	4400	4400	4600	4800

Para se chegar às soluções, para os diferentes tráfegos, é utilizado um processo iterativo, onde à medida que se exige pavimentos de maior espessura, é também aumentado o respectivo módulo de deformabilidade e vice-versa, de acordo com o Quadro 4.7.

No dimensionamento da camada de base, teve-se em consideração o facto das camadas granulares de base serem usualmente colocadas em camadas de 15 ou 20 cm, tentando por isso, que as camadas de base fossem múltiplos dum desses valores.

No Quadro 4.8, encontram-se as espessuras das diferentes camadas calculadas a partir do método da FAA, enquanto a respectiva representação dos pavimentos, com as características de cada camada, e os gráficos do CDF, que permitem a determinação das aeronaves que mais contribuem para a degradação do pavimento em questão, se encontram no Anexo A.

Quadro 4.8 - Espessuras das camadas de pavimento flexível.

	Base (mm)	Camada Superficial (mm)
Tráfego 50%	400	240
Tráfego 30%	450	212
Tráfego 30%, mais Redução em 50% da Aeronave Condicionante	450	203

4.3 Reforço

No cálculo dos diferentes reforços, é necessário inserir as propriedades do pavimento existente, bem como a condição de preservação do mesmo, através da atribuição dum valor de SCI, como explicado no Capítulo 2.3.2.3.

Não tendo havido nenhuma inspecção à pista para determinar o respectivo PCI, que posteriormente converter-se-ia em SCI, mas tendo em conta a inspecção visual, descrita no Capítulo 3.5.1, considera-se que o pavimento nem apresenta anomalias graves nem se encontra estruturalmente danificado, para que se admita que esteja no fim da sua vida útil. Por estas razões, opta-se por considerar um SCI de 85 para a pista em estudo, como um bom indicador das condições actuais do pavimento, atendendo a que, apesar das boas condições que o pavimento ainda apresenta se admite um certo nível de degradação da sua capacidade resistente.

Na inserção das propriedades dos materiais, determinados no Capítulo 3.6.1, surgiu o problema das propriedades dos materiais não estarem dentro dos parâmetros estabelecidos pela FAA. Desta feita, calcula-se, na secção seguinte, um pavimento equivalente ao pavimento existente, mas com as propriedades dos materiais dentro dos limites preconizados pela FAA, que são [FAA, 2009]:

- Módulo de deformabilidade do betão de cimento fixo em 27 579,03 MPa;
- Resistência à flexão do betão de cimento entre 3,45 e 5,52 MPa.

Como as limitações se apresentam ao nível da laje de betão, apenas foi calculada uma laje equivalente, considerando-se as restantes camadas com as propriedades determinadas no Capítulo 3.6.1.

4.3.1 Laje Equivalente

O cálculo da laje equivalente foi feito de maneira que a capacidade de carga fosse idêntica à capacidade de carga do pavimento existente. Desta forma, garante-se a concordância entre os dois parâmetros limitativos presentes no programa FAARFIELD, visto que o cálculo da referida capacidade envolve tanto o módulo de deformabilidade, como a resistência à flexão do betão.

Para se efectuar o cálculo da laje equivalente, igualaram-se os PCN's, do pavimento existente e do pavimento equivalente, utilizando o programa da Shell, BISAR 3.0.

Para uma carga por roda simples de 222 kN, actuando com a pressão de 1,25 MPa a efectuar 10 000 recobrimentos num betão com resistência à flexão de 4,50 MPa, valor corrente para os betões simples usados em pavimentos rígidos, tem-se uma tensão de tracção máxima admissível na base da camada superficial de 2,75 MPa [ICAO, 1983]. Com estes dados e procedendo ao cálculo no programa referido, chega-se às propriedades da laje equivalente, apresentadas no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 - Propriedades da laje equivalente.

Espessura	Resistência à Flexão (R)	Módulo de Deformabilidade (E)
220 mm	4,50 MPa	27 579 MPa

4.3.2 Reforço Rígido

Com o pavimento existente devidamente compatibilizado, com o programa utilizado pelo método da FAA para dimensionamento de reforços, e com o tráfego definido, calcula-se as espessuras de reforço das lajes de betão de cimento simples para as várias alternativas de solicitação definidas.

No Quadro 4.10 apresentam-se os resultados do cálculo das espessuras de reforço, enquanto a respectiva representação dos pavimentos, com as características de cada camada, e os gráficos do CDF, que permitem a determinação das aeronaves que mais contribuem para a degradação do pavimento em questão, se encontram no Anexo A.

Quadro 4.10 - Espessuras de reforço rígido.

	Reforço Rígido (mm)
Tráfego 50%	382
Tráfego 30%	356
Tráfego 30%, mais Redução em 50% da Aeronave Condicionante	347

4.3.3 Reforço Flexível

No dimensionamento do reforço flexível, para a pista da BA11, considera-se novamente as camadas betuminosas, como uma única camada, em que o módulo de deformabilidade varia consoante a espessura da mesma, tal como descrito na secção 4.2.2, procedendo-se ao mesmo processo iterativo de alteração do módulo de elasticidade, conforme a espessura o exija.

No Quadro 4.11, apresentam-se os resultados do cálculo das espessuras de reforço, enquanto a respectiva representação dos pavimentos, com as características de cada camada, e os gráficos do CDF, que permitem a determinação das aeronaves que mais contribuem para a degradação do pavimento em questão, se encontram no Anexo A.

Quadro 4.11 - Espessuras de reforço flexível.

	Reforço Flexível (mm)
Tráfego 50%	329
Tráfego 30%	304
Tráfego 30%, mais Redução em 50% da Aeronave Condicionante	294

4.4 Comparação de resultados

Usando como termo de comparação o método utilizado pela FAP, explicado nos pontos 2.3.1.5 e 2.3.2.2, compara-se os resultados obtidos entre as duas metodologias. Para uma comparação mais representativa, opta-se por igualar camadas de base e sub-base do pavimento, sendo comparadas efectivamente as camadas superficiais.

Faz-se o dimensionamento das hipóteses de reabilitação, no programa PCASE, para o tráfego civil a 50% e 30%, não se fazendo o dimensionamento para a redução do tráfego duma aeronave específica, por no presente programa não se apresentar a influência de cada aeronave na deterioração da pista.

Nos Quadros 4.12 e 4.13, são apresentados os resultados das espessuras, das camadas superficiais, calculadas através dos programas FAARFIELD e PCASE, sendo no último programa calculadas segundo as duas abordagens possíveis, empírica e analítica.

Quadro 4.12 - Espessuras das camadas superficiais com tráfego civil a 50%.

	Tráfego 50%			
	Novo Rígido (mm)	Novo Flexível (mm)	Reforço Flexível (mm)	Reforço Rígido (mm)
FAARFIELD	400	240	329	382
PCASE (empírico)	245	105	140	203
PCASE (analítico)	260	207	-	-

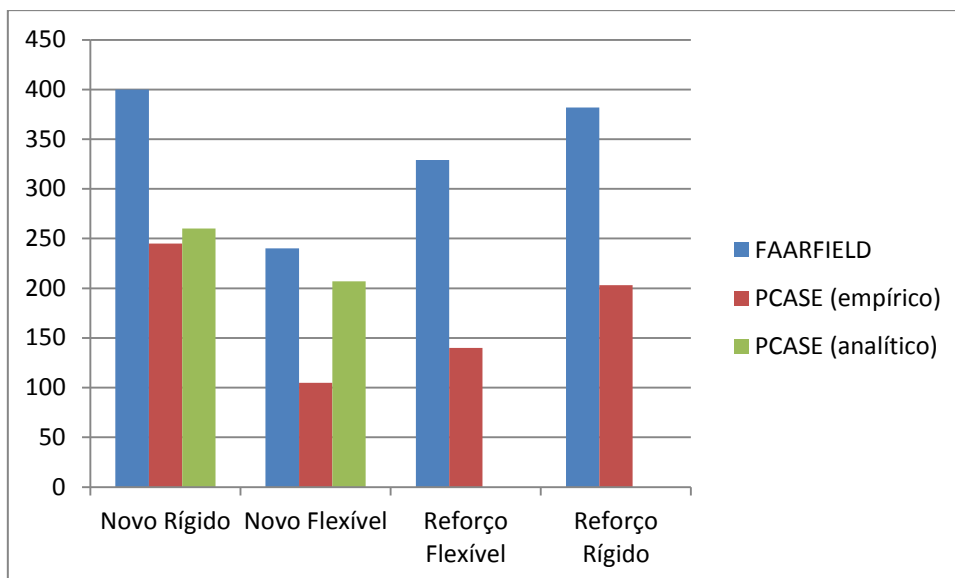


Figura 4.2 – Espessuras da camada superficial com tráfego civil a 50%.

Quadro 4.13 - Espessuras das camadas superficiais com tráfego civil a 30%.

	Tráfego 30%			
	Novo Rígido (mm)	Novo Flexível (mm)	Reforço Flexível (mm)	Reforço Rígido (mm)
FAARFIELD	380	212	304	356
PCASE (empírico)	241	79	102	191
PCASE (analítico)	250	179	-	-

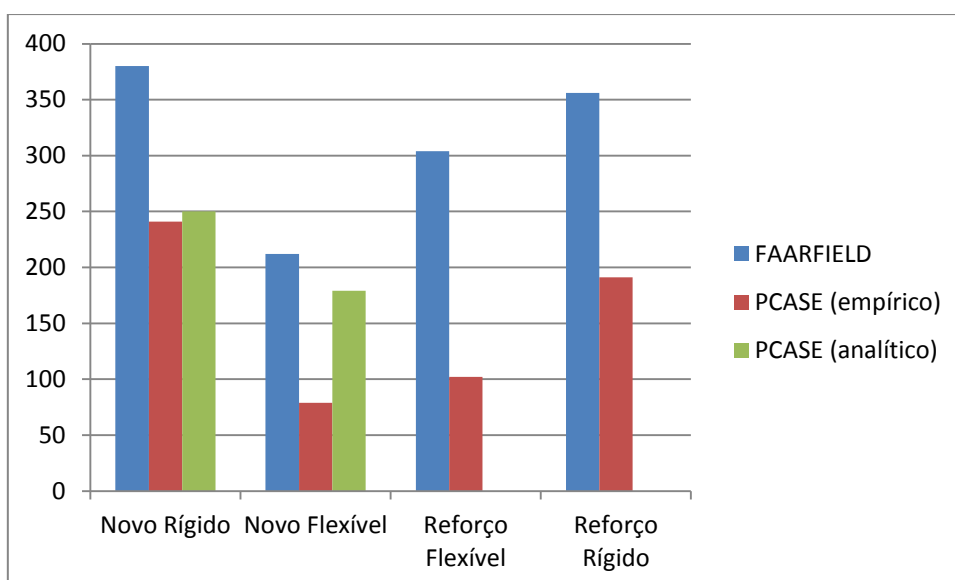


Figura 4.3 – Espessuras da camada superficial com tráfego civil a 30%.

Através da análise das Figuras 4.2 e 4.3, construídos a partir dos quadros respectivos, pode-se retirar algumas ilações.

A primeira, como esperado, é que o volume de tráfego não influencia a diferença entre os diferentes métodos de análise, sendo que as disparidades se mantêm quando este é alterado.

Observa-se também que, entre as abordagens empírica e analítica, do método do PCASE, existem diferenças, visto que a primeira gera sempre espessuras menores de camada superficial, sendo ainda mais notória essa diferença no cálculo de pavimentos flexíveis. A diferença entre as duas abordagens deve-se ao rigor do cálculo e caracterização das camadas, no entanto, a diferença é menor no cálculo do pavimento rígido do que no pavimento flexível. Isto deve-se ao facto de no cálculo do pavimento rígido, em ambas as abordagens é possível inserir muitas das características da camada de betão de cimento (resistência à flexão, percentagem de aço, percentagem de carga transmitida pelas juntas, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson) e a própria camada de base é caracterizada, nas duas abordagens, pelo módulo de elasticidade. Enquanto no cálculo do pavimento flexível, não é possível atribuir qualquer propriedade à camada superficial e a camada de base apenas pode ser caracterizada por um de dois valores, CBR 100 ou CBR 80 [USACE, 2001].

Note-se ainda a diferença entre as camadas superficiais, calculadas para pavimentos rígidos e flexíveis, segundo o PCASE (analítico) e o FAARFIELD (para tráfego a 30%). Para o pavimento flexível, a diferença de espessuras é aproximadamente de 3 cm, no entanto, para pavimento rígido essa diferença sobe para perto dos 13 cm. Tendo em conta que em ambos os programas as propriedades que caracterizam as camadas são basicamente as mesmas, a diferença residirá na valorização da contribuição estrutural de cada camada que os programas integram (modelo de comportamento) e no método de cálculo estrutural que cada programa utiliza, embora menos significativo neste caso. Para o dimensionamento de pavimentos rígidos, o facto do PCASE utilizar uma análise por camadas elásticas e o FAARFIELD utilizar uma análise tridimensional de elementos finitos, embora considerando o comportamento elástico para as camadas, pode induzir alguma disparidade de resultados.

Por fim, refira-se a diferença obtida nas espessuras de reforço, rígido e flexível, que se devem essencialmente às imprecisões inseridas pela utilização da abordagem empírica, única abordagem possível para o dimensionamento de reforços, no método do PCASE, como já referidas.

4.5 Capacidade de Carga (PCN)

Após calculadas as diferentes soluções, determina-se a capacidade de carga que cada uma terá, traduzido pelo respectivo valor de PCN. A aferição desse valor é feita mediante a utilização do programa BISAR 3.0, da Shell.

Atendendo às características do material aplicado, quer na construção de pavimento novo, quer no reforço, as tensões (Capítulo 3.7.1) e extensões (Capítulo 2.3.1.2.1) limites consideradas para o cálculo do PCN das diferentes hipóteses de reabilitação, são as seguintes:

- $\varepsilon_{b1} = 5,16 \times 10^2 \mu\text{strain}^{14}$ (para $V_b=10\%$; $E_1=4400 \times 10^6$ Pa e $N=10\ 000$ recobrimentos);
- $\varepsilon_{b2} = 5,29 \times 10^2 \mu\text{strain}$ (para $V_b=10\%$; $E_2=4100 \times 10^6$ Pa e $N=10\ 000$ recobrimentos);
- $\varepsilon_z = 1,8 \times 10^3 \mu\text{strain}$ (para $K_s=1,8 \times 10^{-2}$ e $N=10\ 000$ recobrimentos);
- $\sigma_a = 4,65$ MPa (para a laje de betão pré-esforçado);
- $\sigma_b = 2,75$ MPa (para a laje de betão simples, aplicado no reforço e construção de raiz do pavimento rígido).

Para os pavimentos construídos de raiz, o cálculo do PCN é feito limitando as extensões e as tensões, dos pavimentos flexíveis e rígidos, respectivamente. Seguiu-se o mesmo procedimento que se utilizou para a determinação do PCN da pista actual, descrito no Capítulo 3.7.

Refira-se que, no cálculo do PCN do pavimento com reforço rígido, tem-se em atenção as tensões limites de tracção, tanto na base da camada de reforço, como na base da camada de betão pré-esforçado, que são diferentes entre si.

Note-se que, no cálculo do PCN do pavimento com reforço flexível, limita-se a tensão na base da camada de betão existente e não as extensões, na base da camada betuminosa e topo do solo de fundação, por se verificar a elevada rigidez do pavimento, mesmo antes de reforçado, não permitindo desta forma elevadas extensões do pavimento.

Os Quadros 4.14 e 4.15 mostram os resultados dos cálculos da capacidade de carga das diferentes hipóteses de reabilitação consideradas para os vários tráfegos.

Quadro 4.14 - PCN dos pavimentos dimensionados no FAARFIELD.

	Novo Pavimento Rígido	Novo Pavimento Flexível	Reforço Rígido	Reforço Flexível
Tráfego 50%	112	94	112	153
Tráfego 30%	102	90	98	139
Tráfego 30%, mais Redução em 50% da Aeronave Condicionante	98	86	96	135

A hipótese de reabilitação que produz pavimentos com maior capacidade de carga é a hipótese de reforço do pavimento existente com uma camada de betão betuminoso. A diferença para as outras alternativas deve-se, em grande parte, ao modo de rotura do pavimento flexível, que sendo através de extensões excessivas, e estas estando substancialmente diminuídas devido à elevada rigidez do pavimento em betão pré-esforçado, originam uma elevada capacidade de carga do pavimento final. No entanto, qualquer das hipóteses apresenta valores de PCN bastante superior ao PCN alvo de 55, apresentado pela COBA, no Capítulo 4.1.

A título de exemplo, calcula-se a espessura de reforço flexível necessária para se obter um PCN 55, calculado no BISAR 3.0, sem entrar em consideração com tráfego ou espessuras mínimas

¹⁴ Apesar das extensões, segundo o método da Shell, entrarem em forma decimal (strain), no programa BISAR 3.0, estas são apresentadas em μstrain (1 strain = $10^6 \mu\text{strain}$).

de reforço. Note-se que o paradigma considerado é diferente, já que na metodologia usada se considerou o tráfego para 20 anos e hipóteses de degradação nesses 20 anos, pelo que o PCN que se calculou é o actual e o PCN alvo da COBA é o mínimo para todas as circunstâncias durante a vida útil. Teria de ver-se qual o PCN ao fim de 20 anos depois do pavimento ser sujeito à composição de tráfego considerada, para poder comparar directamente com o PCN mínimo apontado pelo estudo da COBA. Como não se conhece exactamente o modelo de degradação (ou pelo menos não se consegue contabilizar a evolução de degradação considerada), não se está em condições de fazer uma comparação nas mesmas circunstâncias. No entanto, faz-se o seguinte:

- Calcula-se a espessura de reforço para 200 000 recobrimentos (10 000 X 20 anos), em que a tensão limite na base da laje de betão pré-esforçado é 3,975 MPa (0,53 X 7,5 MPa), seguindo a mesma metodologia presente no Capítulo 2.3.1.3 [Packard, 1973];
- Determina-se o PCN actual para a espessura calculada para os 20 anos.

Todavia, ressalve-se que este tipo de cálculo, ou retro análise, não constitui um método de dimensionamento, nem de reforço, nem de pavimentos novos. O Quadro 4.16 possui o resultado do cálculo da espessura necessária para que no fim dos 20 anos de serviço o pavimento possua um PCN de 55 e o valor do PCN actual.

Quadro 4.15 - Espessura de reforço flexível para obter PCN 55.

Espessura de Reforço Flexível	Carga por Roda	Pressão de Enchimento	PCN
12 cm	343 kN	1,25 MPa	70

Como se pode verificar, mesmo nestas circunstâncias, o PCN dos pavimentos novos dimensionados ou dos pavimentos cujo reforço foi dimensionado recorrendo, em ambas as situações, ao método da FAA (Quadro 4.14) continua a ser bastante superior ao agora encontrado (Quadro 4.15). Como se disse, não se domina o processo empregue para determinar a degradação dos pavimentos ao longo do período de cálculo mas claramente a aeronave mais exigente, na mistura de tráfego considerada, possui uma maior classificação na metodologia ACN do que na avaliação que foi considerada pela COBA.

4.6 Análise Económica

A análise económica das soluções obtidas através do método da FAA, tem como objectivo apoiar a tomada de decisão quanto à escolha das alternativas de construção, mais rentáveis.

Numa primeira fase, os métodos de avaliação económica apenas consideravam os custos iniciais da construção, ou reabilitação, do pavimento. Nos dias de hoje, visto a construção de pavimentos representar um investimento a longo prazo, a avaliação económica é feita tendo em consideração o ciclo de vida da obra em questão e respectivos custos e benefícios. Desta feita, é necessário avaliar a história económica previsível do pavimento [Haas; Hudson, 1994].

Os custos de ciclo de vida referem-se a todos os custos, envolvidos na construção, manutenção e reabilitação de um pavimento durante o seu ciclo de vida completo. Tendo em conta que os diversos custos não ocorrem ao mesmo tempo, torna-se útil determinar a soma do dinheiro que deve ser investida em certa data (normalmente no início) e a valorização do mesmo, representada por uma taxa de actualização.

A taxa de actualização, associada ao investimento a realizar, é utilizada para reduzir custos ou benefícios futuros esperados no presente e é um dos factores que maior influência tem na análise económica e que maior incerteza acarreta. A taxa de actualização tem em conta a variação da taxa de inflação e de juro conforme mostra a equação que se segue, sendo que a FAA sugere a utilização no seu método, uma taxa de actualização de 4%.

$$DR = \frac{(INT - IFL)}{(1 + IFL)} \quad (20)$$

Em que:

DR = taxa de actualização;

INT = taxa de juro;

IFL = taxa de inflação.

Para além da taxa de actualização, um factor importante a ter em consideração é o período de análise a considerar, ou seja, o período durante o qual todos os custos são comparados. Este período deve ser longo o suficiente para representar os custos a longo prazo do pavimento e deverá incorporar, no mínimo, uma actividade de reabilitação [Walls; Smith, 1998]. Segundo o método da FAA, esse período deve ser de 20 anos.

Por fim, deve-se considerar no final do período de análise o valor residual da solução, que corresponde ao valor do ponto de vista funcional e estrutural, que um pavimento apresenta quando chega ao fim da sua vida útil (20 anos). O valor residual é a razão entre a vida remanescente numa reabilitação e a sua vida total, multiplicado pelo custo da aplicação dessa mesma reabilitação, ou seja, uma operação de reabilitação que se faz de 10 em 10 anos com um custo de 20 €/m² e foi efectuado no ano 15, terá um valor residual de -10 €/m². Visto que o valor residual é um benefício e não um custo, é apresentado com valor negativo [FAA, 1981].

A equação seguinte, é a utilizada pelo método da FAA para análise do custo do ciclo de vida de diferentes hipóteses de reabilitação, através do conceito do valor actual que incorpora os factores apresentados anteriormente.

$$PW = C + \sum_{i=1}^m M_i \left(\frac{1}{1+r} \right)^{n_i} - S \left(\frac{1}{1+r} \right)^{z_a} \quad (21)$$

Em que:

PW = valor actual (€);

C = custo inicial da hipótese de reabilitação (€);

m = número de operações de manutenção ou reabilitação;

M_i = custo da i ésima operação de manutenção/reabilitação em termos de custo actual (€);

r = taxa de actualização;

n_i = número de anos entre o presente e a realização da operação " i ";

S = valor residual no fim do período de análise (€);

Z_a = período de análise (anos).

Através da metodologia explanada, analisa-se as diferentes hipóteses de reabilitação, em estudo, do ponto de vista económico. Tal como exposto, para uma análise do custo de ciclo de vida é necessário conhecer as operações de manutenção e reabilitação a efectuar durante a vida útil do pavimento. Para se obter essa informação, utiliza-se os registos e previsões publicados de aeroportos americanos, tais como, *Pensacola Reginal Airport*, *Tulsa International Airport*, *George Bush International Airport*, *JFK International Airport* e *Jefferson County Airport* [ARA, 2011].

Opta-se por fazer a análise económica das quatro hipóteses de reabilitação, mas apenas para o tráfego civil a 30% com redução da aeronave condicionante, pelo facto da análise das restantes hipóteses de tráfego não imputar alterações entre as relações da análise económica das hipóteses de reabilitação. Desta feita, consegue-se da mesma forma, comparar as diferentes hipóteses de reabilitação estrutural do ponto de vista económico. No Quadro 4.16, relembra-se as dimensões das hipóteses de reabilitação dimensionadas.

Quadro 4.16 - Dimensão das hipóteses de reabilitação analisadas economicamente.

	Novo Rígido (mm)			Novo Flexível (mm)		Reforço Rígido (mm)	Reforço Flexível (mm)
	Sub-base	Base	Betão de Cimento	Sub-base	Betão Betuminoso	Betão de Cimento	Betão Betuminoso
Tráfego 30%, mais Redução em 50% da Aeronave Condicionante	240	150	372	450	203	347	294

O Quadro 4.17, apresenta a informação sumária da análise económica, estando os quadros com a informação detalhada, para cada uma das hipóteses em estudo, presente no Anexo B.

Quadro 4.17 - Resumo dos custos das hipóteses de reabilitação.

Hipótese	Custo Inicial (€/m ²)	Valor Actual do Custo de Ciclo de Vida (€/m ²)
Novo Rígido	176,80	178,49
Novo Flexível	40,05	46,19
Reforço Rígido	138,80	140,55
Reforço Flexível	29,40	38,02

Analisando o quadro acima, pode concluir-se que a hipótese economicamente mais vantajosa é a reabilitação estrutural por reforço flexível. A apresentação de custos totais faz-se adicionando e subtraindo 10% do valor total, assim sendo, para uma pista com 3450 m de comprimento por 60 m de largura (pista principal da BA11), a aplicação desta hipótese teria um custo expectável entre 7.083.126 € e 8.657.154 € [FAA, 2009]¹⁵.

¹⁵ O valor apontado só reflecte as condições que foram explicitadas para o seu cálculo. De facto, o valor depende largamente das condições de tráfego descritas no Capítulo 4, as quais foram definidas pelas entidades que realizaram o estudo – e que mereceram análise crítica, pois tal excede o âmbito deste trabalho. Paralelamente, este trabalho não aborda as entidades que devem ser envolvidas no financiamento do custo da recuperação da pista, pois tal poderá ter que ter em conta a responsabilidade pela distribuição de tráfego (civil vs militar).

5 CONCLUSÕES

No ano de 1962, foi construída a pista da BA11, em análise nesta dissertação, que, devido aos vários anos de serviço e perspectiva de aumento da solicitação, requeria uma análise da reabilitação estrutural possível.

Na presente dissertação estudaram-se quatro hipóteses de reabilitação estrutural, das pistas em betão pré-esforçado da BA11, para diferentes níveis de tráfego:

- Construção de pavimento rígido novo;
- Construção de pavimento flexível novo;
- Reforço do pavimento existente com uma camada de betão de cimento;
- Reforço do pavimento existente com uma camada de betão betuminoso.

A escolha do programa de cálculo foi feita a partir da análise de várias hipóteses apresentadas. O método mais recente da FAA, apoiado no programa FAARFILED, foi então escolhido como o método de dimensionamento das hipóteses de reabilitação em estudo. Optou-se também por seleccionar o método do PCASE como termo de comparação dos resultados obtidos.

De forma a efectuar-se um cálculo coerente com as condições actuais da pista, estudou-se as propriedades das camadas que a constituem e o processo construtivo que lhe deu origem.

Feita a caracterização da pista e determinado o modelo estrutural que a caracteriza, efectuou-se o dimensionamento das diferentes hipóteses de reabilitação segundo dois métodos, o da FAA e o do PCASE, sendo este último o usualmente usado pela FAP. Através da comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos, concluiu-se que o PCASE gerava espessuras de pavimento novo e reforço inferiores, atribuindo-se as disparidades de valores aos diferentes métodos de cálculo envolvidos e à diferença das propriedades dos materiais que cada programa exige.

Com as dimensões dos pavimentos novos e das camadas de reforço, calcularam-se as capacidades de carga dos mesmos e atribuiu-se a cada um uma classificação PCN. Mediante este cálculo, observou-se que todas as hipóteses, calculadas segundo o FAARFILED, tinham classificação superior à determinada como classificação alvo para a operação de aeronaves para a nova missão a que a pista se destina e presume que no fim de 20 anos a exigência dum PCN de 55 seria largamente cumprida.

A análise económica das quatro hipóteses de reabilitação, apenas para um nível de tráfego, revelou que a hipótese mais vantajosa, tanto do ponto de vista do custo inicial, como do custo a longo prazo, é a reabilitação através da aplicação de uma camada de reforço flexível.

Considera-se que os objectivos desta dissertação foram razoavelmente atingidos, na medida em que o estudo de diferentes hipóteses de reabilitação foi concretizado apesar de algumas hipóteses tenham ficado por aprofundar.

A consideração de um tráfego coordenado com a operação verdadeiramente expectável para o aeroporto talvez pudesse induzir reabilitações menos conservadoras, visto que as camadas de reforço calculadas parecem estar sobredimensionadas. Prova disso são os valores de PCN que se obteve a partir das hipóteses de reabilitação, que são superiores ao PCN obtido se só se tiver em consideração o PCN alvo de 55 por daqui a 20 anos.

Tendo em conta as dificuldades ao longo da elaboração desta dissertação, sugere-se para o futuro o estudo de alguns pontos, que complementarão e melhorarão tanto a dissertação em causa, como o conhecimento nesta vasta área da engenharia civil:

- Determinação de um calendário, para a vida útil dum pavimento aeroportuário, das inspecções e reabilitações a efectuar periodicamente permitindo ter um mapa da evolução do pavimento que ajuda a determinar as soluções de conservação preventiva ou reabilitação necessárias;
- Uma melhor definição da aeronave (ou aeronaves) críticas de forma a melhor poder prever a evolução do tráfego em determinadas condições, militares ou civis;
- Avaliação da degradação da capacidade de carga (PCN) ao longo da vida útil do pavimento;
- Análise da influência da utilização das infraestruturas aeroportuárias por aeronaves de ACN superior ao PCN das mesmas.
- Uma aplicação mais ampla, para condições mais diversas tanto de pavimentos novos como de reforço, do procedimento FAA e um cotejo mais fino com outras metodologias passíveis de ser aplicadas, para o que era preciso informação mais detalhada para outros aeroportos que traduzam outras condições de análise;
- Eventual desenvolvimento de um catálogo de pavimentos com soluções típicas que pudessem constituir uma primeira aproximação à solução estrutural nova ou de reforço necessária para determinadas condições.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFIAS

- AHLVIN, R.G., ULERY, H.H., Hutchinson, R.L., RICE, J.L., U.S. Army Waterways Experiment Station - *"Multiple-Wheel Heavy Gear Load Pavement Tests,"* Volume I, Technical Report S-71-17, Vicksburg, Mississippi, 1971 [Ahlvin et al., 1971]
- ANA, Aeroportos de Portugal - *"Coeficiente de Atrito da Pista 01L-19R, Base Aérea N.º11-Beja,"* 2010. [ANA, 2010]
- ANA, Aeroportos de Portugal - *"Relatório Anual de Tráfego,"* Aeroporto de Faro, 2009. [ANA; 2009]
- ANA, Aeroportos de Portugal, <http://www.ana.pt/portal/page/portal/ANA/AEROPORTO_FARO> consultado em Setembro de 2011 [ANA, 2011]
- ANTUNES, M. L. - *"Avaliação da capacidade de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos"* - Tese de Doutoramento em Engenharia Civil desenvolvida no LNEC e apresentada no Instituto Superior Técnico, Outubro de 1993. [Antunes, 1993]
- ANTUNES, M. L. - *"Classificação ACN/PCN das Pistas da Base Aérea de Beja,"* 2003. Acessível na Direcção de Infraestruturas da Força Aérea Portuguesa, Lisboa, Portugal. [Antunes, 2003]
- ANTUNES, M. L., MARECOS, V., AZEVEDO, N. - *"Reavaliação da Classificação ACN/PCN das Pistas da Base Aérea de Beja,"* 2009. Acessível na Direcção de Infraestruturas da Força Aérea Portuguesa, Lisboa, Portugal. [Antunes et al., 2009]
- ARA, Applied Research Associates, Inc., *"Life Cycle Cost Analysis for Airport Pavements,"* Champaign, Illinois, 2011. [ARA, 2011]
- ASTM D 5340-98 - *"Standard Test Method for Airport Pavement Condition Surveys,"* Annual Book of ASTM Standards, Volume 04.03, ASTM International, Pennsylvania. [ASTM D 5340-98]
- ASTM D1883, Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils. [ASTM D 1883]
- BAPTISTA, A., PICADO-SANTOS, L. (1999) - *"Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis: validação de recentes desenvolvimentos"*. Actas do 10º Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, vol. II, pp. 1467-1480, Sevilha. [Baptista; Picado-Santos, 1999]
- BAPTISTA, A., PICADO-SANTOS, L. (2000) - *"PAVIFLEX – Programa de Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis"*. Actas do 1º Congresso Rodoviário Português – Estrada 2000, vol. II, pp. 677-688, Lisboa. [Baptista; Picado-Santos, 2000]
- BARBOSA, L.F. - *"O Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, de Estradas e Aeródromos e dos seus Reforços,"* Universidade Nova de Lisboa, 1984. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. [Barbosa, 1984]
- BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS – *"Pavimentos Rodoviários,"* 2ª Reimpressão, Edições Almedina, SA, Coimbra, Outubro de 2006. [Branco et al., 2006]
- BURMISTER, D.M. - *"The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways"*. Proceedings of the Highway Research Board, Volume 23, 1943. [Burmister, 1943]
- COBA - *"Relatório Tomo 1,"* in Plano Director. Aeroporto de Beja, 2003. p. I-9 e I-10. [COBA,

tomo1]

- COBA - "Relatório Tomo 2," in Plano Director. Aeroporto de Beja, 2003. p. IV-26 a I-28. [COBA, tomo2]
- CRONEY, D. - "The design and performance of road pavements", Transport and Road Research Laboratory, 1977. [Croney, 1977]
- DINFA, Resumo dos Movimentos da Base Aérea N.º11 do ano de 2005 a 2010. [DINFA, 2010]
- EN 1992-1 (Final draft) - "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Buildings". European Committee for Standardization, Brussels (Belgium), Oct. 2001, 230 p. [EN, 2001]
- FAA - "Economic Analysis of Airport Pavement Rehabilitation Alternatives". FAA-RD-81-078; ADA-112-550, October 1981 [FAA, 1981]
- FAA, Office of Airport Safety and Standards - "Airport Pavement Design and Evaluation," AC 150/5320-6D, U.S. Department of Transportation, 1995 [FAA, 1995]
- FAA, Office of Airport Safety and Standards - "Airport Pavement Design and Evaluation," AC 150/5320-6E, U.S. Department of Transportation, 2009 [FAA, 2009]
- FORÇA AÉREA, D.S.I. - Base Aérea N.º 11. Beja. Desenhos N.ºs 810 A (1963), 2088 (1967) e 2698 (1972). [FAP, desenhos]
- GARG, N.; GUO, E.; MCQUEEN, R. - "Operational Life of Airport Pavements". Report DOT/FAA/AR-04/46, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, December, 2004. [Garg et al., 2004]
- HAAS, R.; HUDSON, R.; Zaniewski, J. - "Modern Pavement Management"; Krieger Publishing Company; Malabar; Florida, 1994. [Haas; Hudson, 1994]
- ICAO - "Aerodrome design Manual Pavements, Part 3.". 2nd Edition, 1983. [ICAO, 1983]
- MCQUEEN, R.D., HAYHOE, GORDON, GUO, Edward H., RICE, J. L. - "A Sensitivity Study of Layer Elastic Theory for Airport Pavement Design," Proceeding of the Second International Conference on Road and Airfield Pavement Technology, Singapore, September pp. 22-29, 1995 [McQueen et al., 1995]
- MELLO, António Cabral - "Construção dos Pavimentos Rígidos em Betão Pré-Esforçado nas Pistas da Base Aérea N.º11 em Beja," 1962, Relatório de Estágio. [Mello, 1962]
- NATO/PfP UNCLASSIFIED - "NATO Aircraft Classification Numbers (ACN)/ Pavement Classification Number (PCN)," AEP-46(B), 2008 [NATO, 2008]
- PACKARD, R.G. - "Design of Concrete Airport Pavements," Engineering Bulletin, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 1973. [Packard, 1973]
- PICADO-SANTOS, L. (1995) - "Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Dept. Eng^a Civil da F.C.T. da U. de Coimbra, 2 volumes, Coimbra. [Picado-Santos, 1995]
- PORTUGAL. Military AIP, LPBJ AD, 2011. Acessível na Intranet da Força Aérea Portuguesa. [Portugal, AIP]
- SHELL Oil Company - "BISAR: Bitumen Structures Analysis in Roads, User's Manual," Koninklijke/Shell - Laboratorium, Shell Reserch, N.V. Amesterdam, 1978 [Shell bisar, 1978]
- SHELL Oil Company - "Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavement and Overlays for

Road Traffic". Shell International Petroleum Company, London, UK, 1978. [Shell, 1978]

- SILVEIRA, A.F. – “A variação de temperatura em barragens de betão”, Tese para investigador no LNEC, 1962. [Silveira, 1962]
- SMITH, K.D.; ROESLER, J.R.; HOUGHTON, J.E. - “Review of Fatigue Models for Concrete Airfield Pavement Design,” American Concrete Pavement Association, Skokie, Illinois, September 2002 [Smith et al., 2002]
- USACE - "Pavement Design for Airfields," Unified Facilities Criteria (UFC) 3-260-02, U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, D.C., 2001 [USACE, 2001]
- USACE - “Pavement Design for Roads, Streets and Open Storage Areas, Elastic Layered Method”. TM 5-822-13/AFJMAN 32-1018, Department of the Army and the Air Force, October 1994. [USACE, 1994]
- USACE - “Rigid Airfield Pavements,” Corps of Engineers, U.S. Army Manual, EM 1110-45-303, 1958 [USACE, 1958]
- VELOSO, Joaquim José Carvalheira Baptista - “Manual de Aeródromos,” 2007. Acessível na Academia da Força Aérea Portuguesa, Sintra, Portugal. [Veloso, 2007]
- VELOSO, Joaquim José Carvalheira Baptista - “Memorando do Dimensionamento e Avaliação dos Pavimentos Pré-Esforçados das Pistas da BA11-Beja,” 2002. Acessível na Direcção de Infraestruturas da Força Aérea Portuguesa, Lisboa, Portugal [Veloso, 2002]
- WALLS, J.; SMITH, M. – “Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design – In Search of Better Investment Decisions”; Federal Highway Administration; US. Department of Transportation; Publication, 1998 [Walls; Smith, 1998]
- WAPA Asphalt Pavement Guide, <http://www.asphaltwa.com/wapa_web/> consultado em Outubro de 2011 [WAPA, 2011]
- WESTERGAARD, H.M. - “New Formulas for Stress in concrete Pavements of Airfields,” Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol.113, 1948, pp. 425-439. [Westergaard, 1948]

ANEXOS

- Anexo A** – Características dos Pavimentos e respectivos Gráficos de CDF.
- Anexo B** – Análise Económica das Hipóteses de Reabilitação.

Anexo A – Características dos Pavimentos e respectivos Gráficos de CDF.

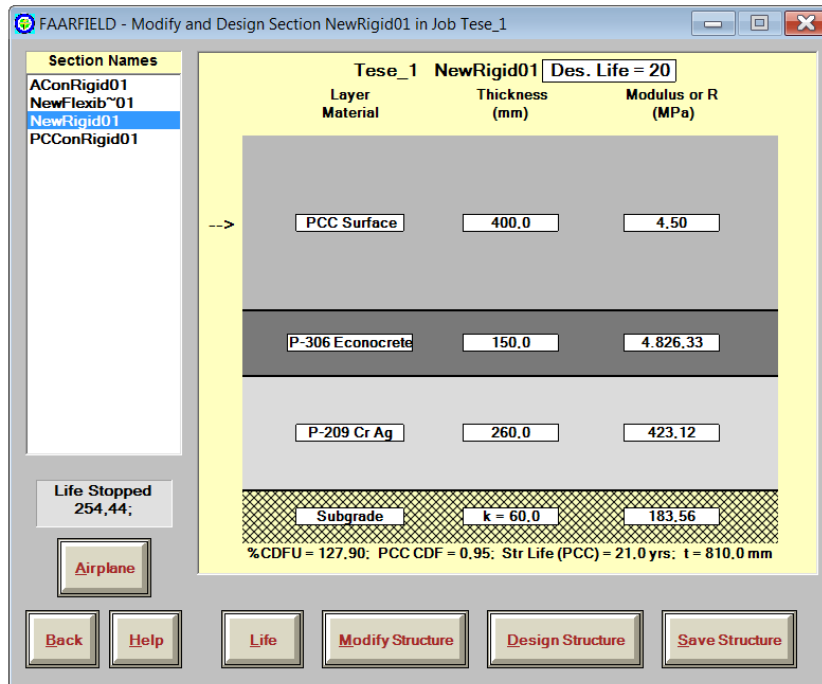


Figura A.0.1 - Hipótese de constituição dum novo pavimento rígido (Tráfego 50%).

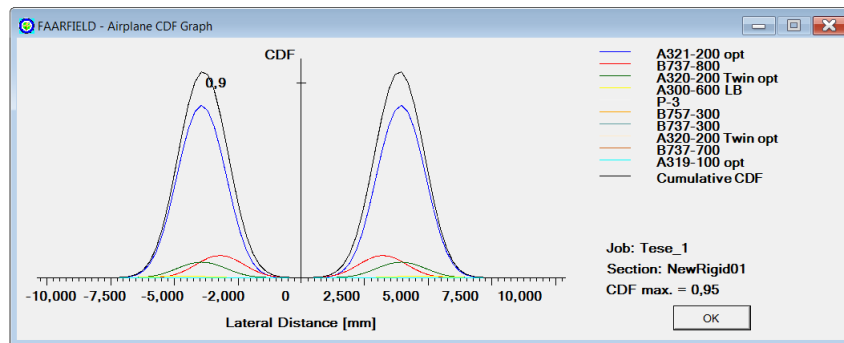


Figura A.0.2 - Gráfico CDF do pavimento rígido (Tráfego 50%).

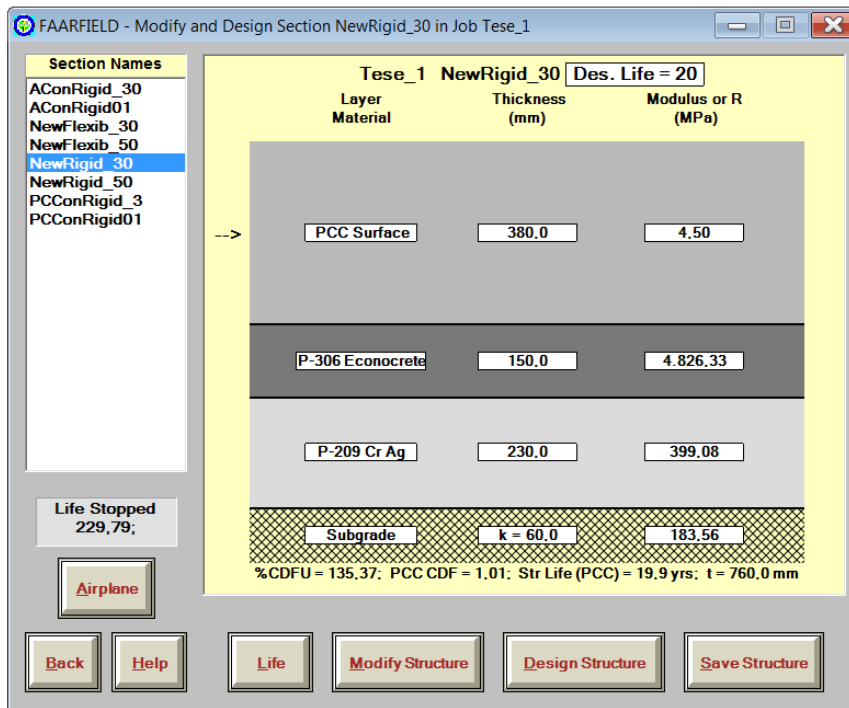


Figura A.0.3 - Hipótese de constituição dum novo pavimento rígido (Tráfego 30%).

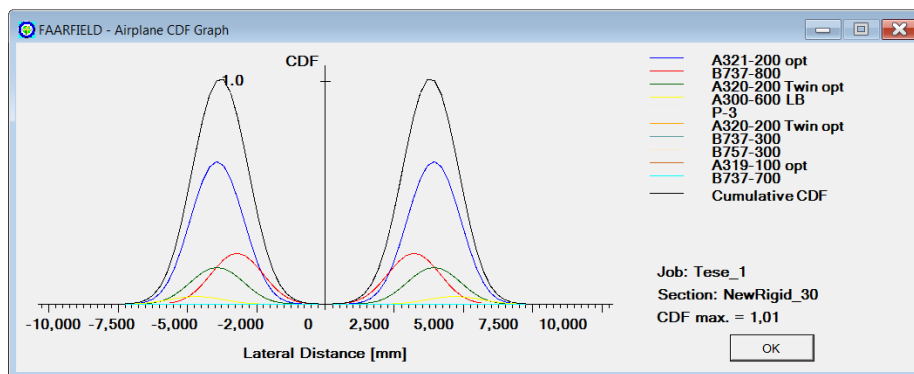


Figura A.0.4 - Gráfico CDF do pavimento rígido (Tráfego 30%).

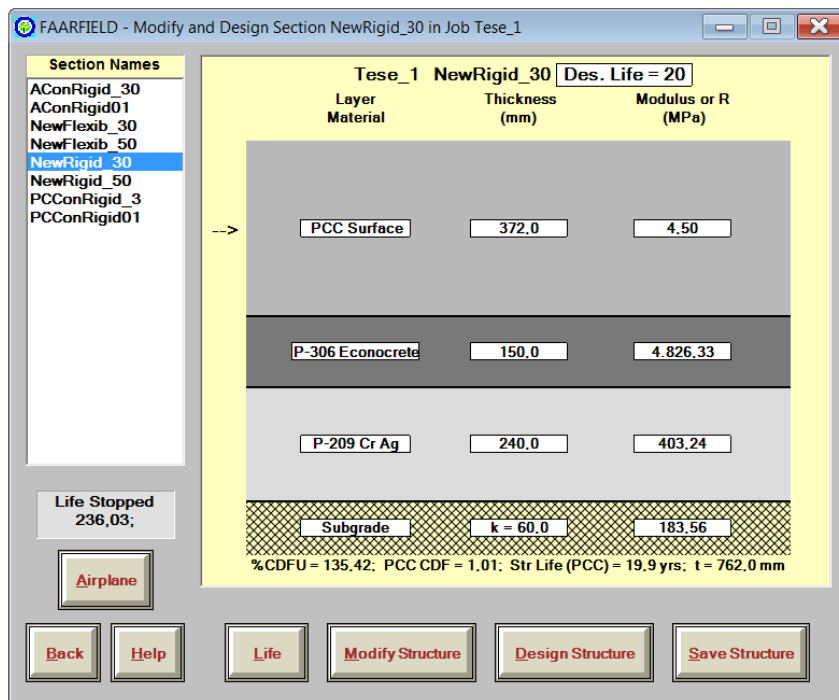


Figura A.0.5 - Hipótese de constituição dum novo pavimento rígido (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).

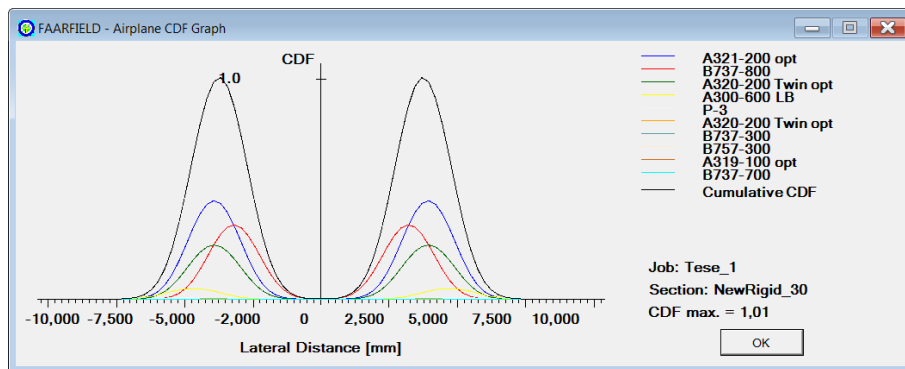


Figura A.0.6 - Gráfico CDF do pavimento rígido (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).

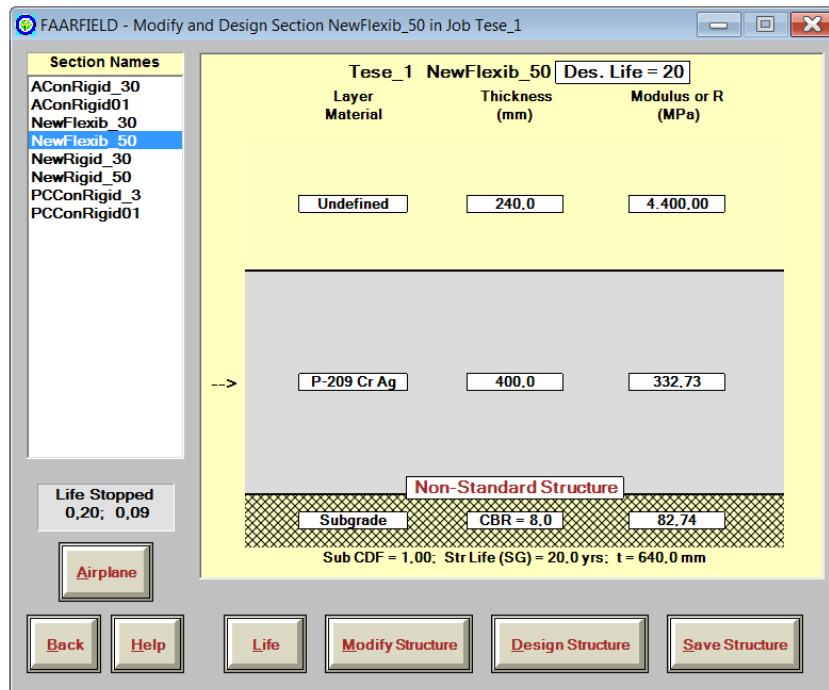


Figura A.0.7 - Hipótese de constituição dum novo pavimento flexível (Tráfego 50%).

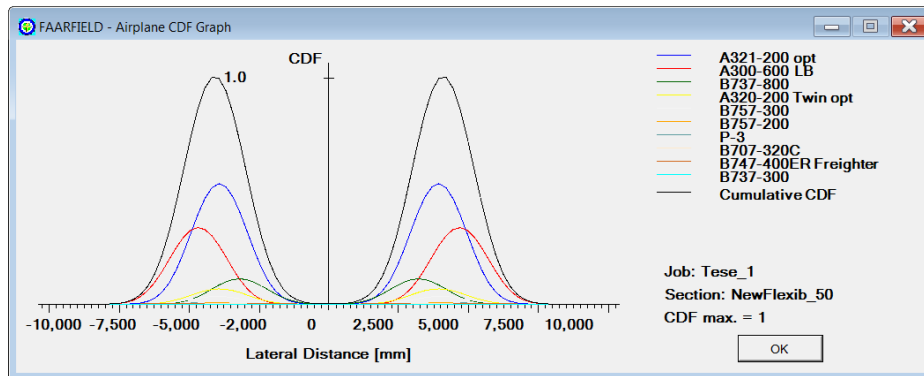


Figura A.0.8 - Gráfico CDF do pavimento flexível (Tráfego 50%).

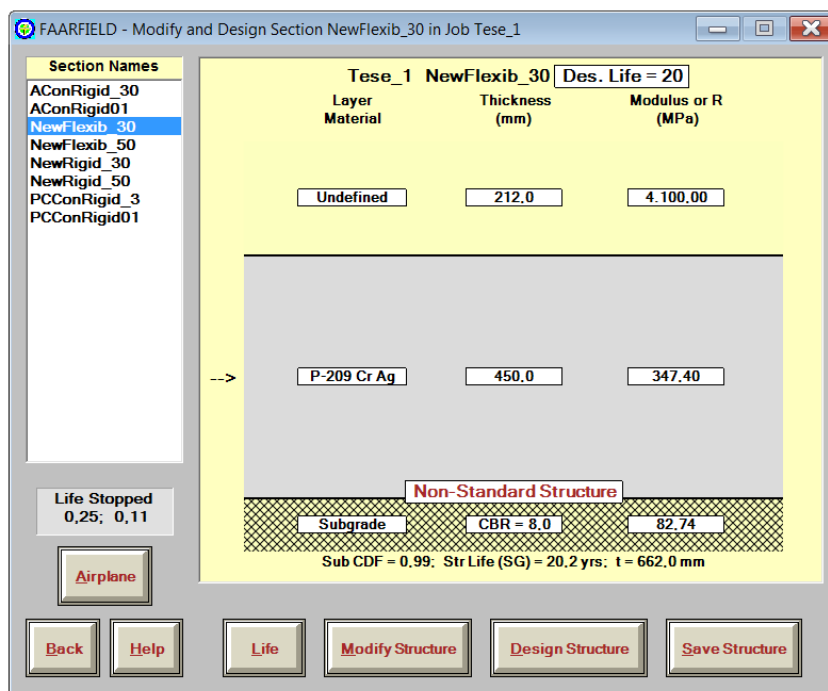


Figura A.0.9 - Hipótese de constituição dum novo pavimento flexível (Tráfego 30%).

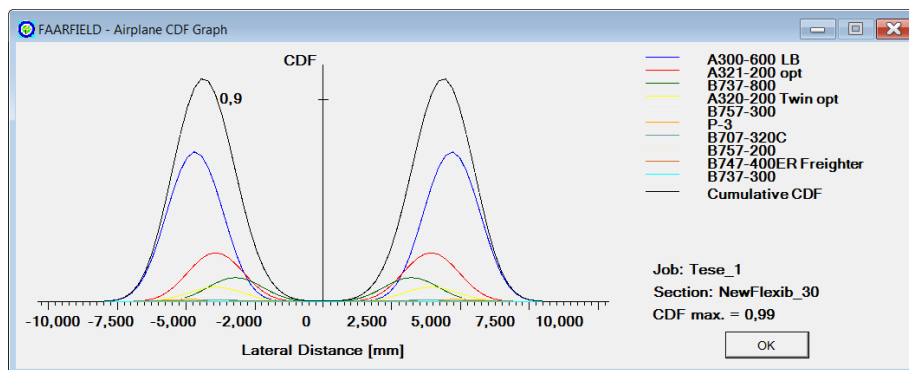


Figura A.0.10 - Gráfico CDF do pavimento flexível (Tráfego 30%).

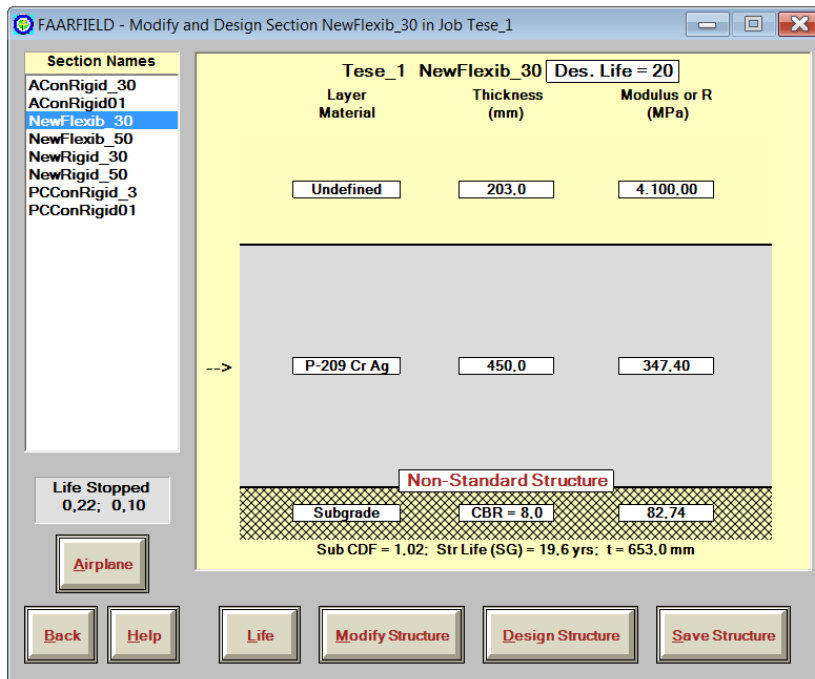


Figura A.0.11 - Hipótese de constituição dum novo pavimento flexível (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A300-600).

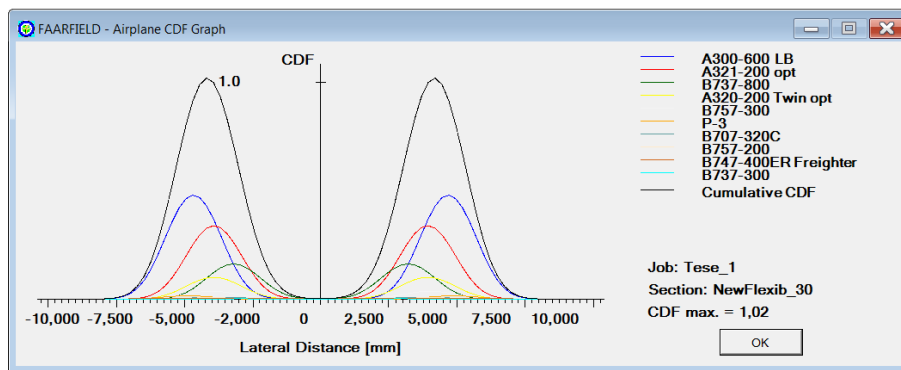


Figura A.0.12 - Gráfico CDF do pavimento flexível (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A300-600).

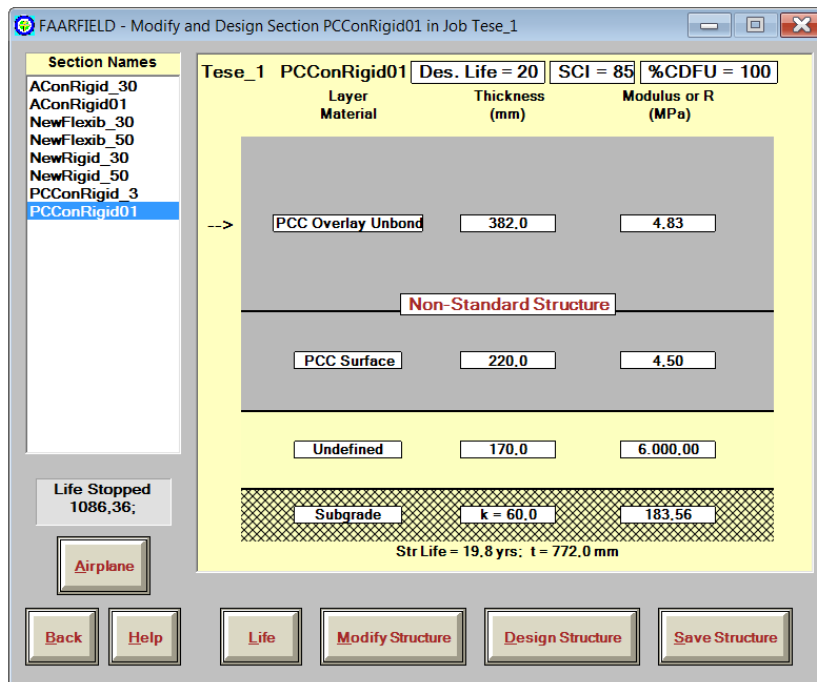


Figura A.0.13 - Hipótese de reforço rígido para o pavimento (Tráfego 50%).

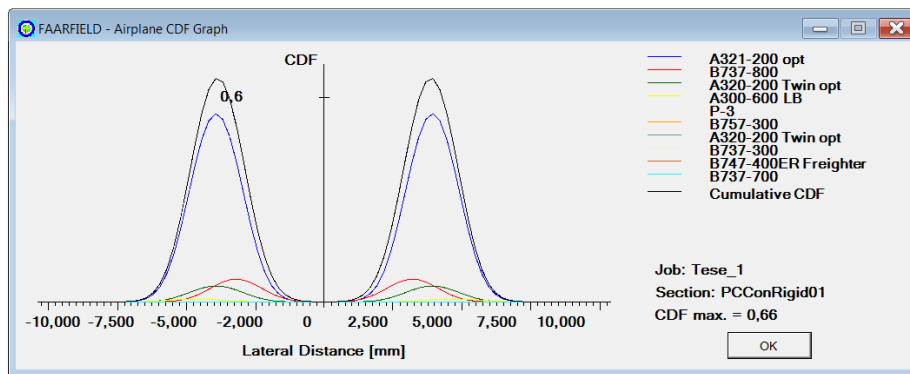


Figura A.0.14 - Gráfico CDF do pavimento com reforço rígido (Tráfego 50%).

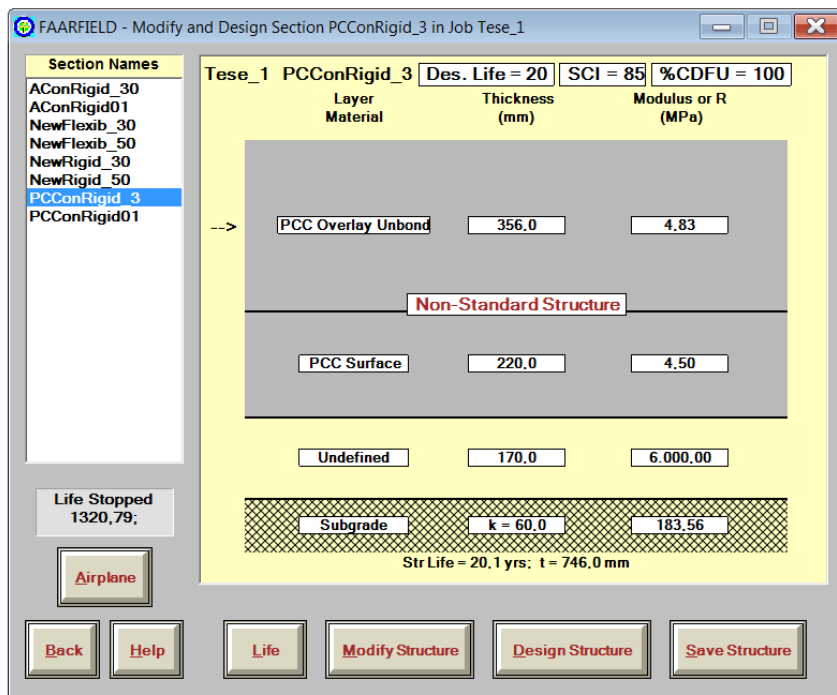


Figura A.0.15 - Hipótese de reforço rígido para o pavimento (Tráfego 30%).

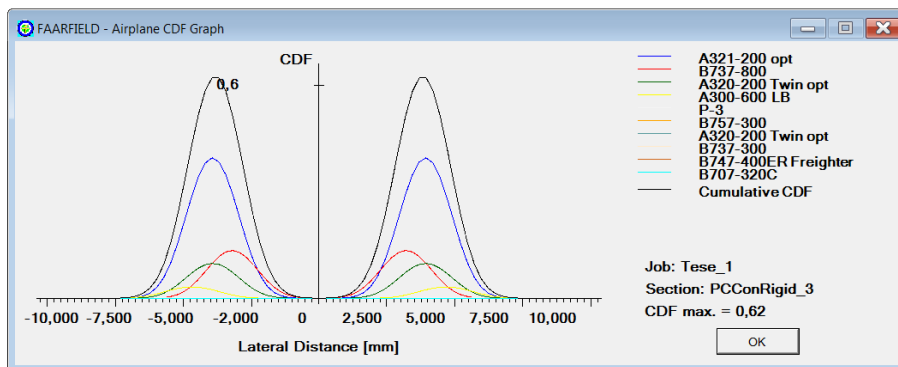


Figura A.0.16 - Gráfico CDF do pavimento com reforço rígido (Tráfego 30%).

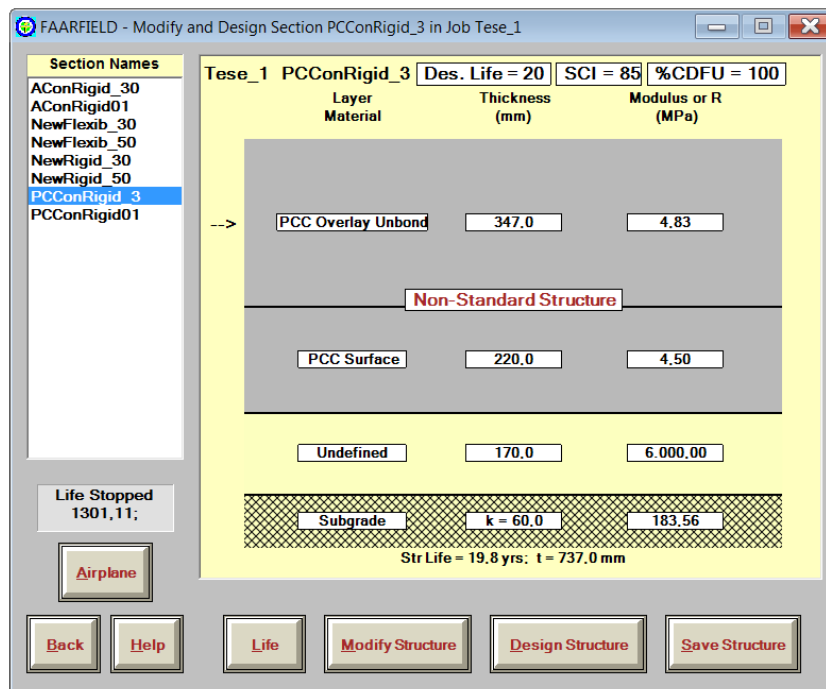


Figura A.0.17 - Hipótese de reforço rígido para o pavimento (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).

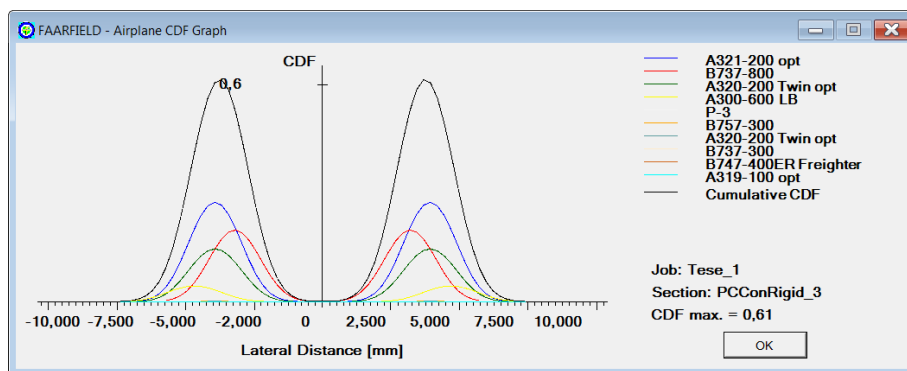


Figura A.0.18 - Gráfico CDF do pavimento com reforço rígido (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).

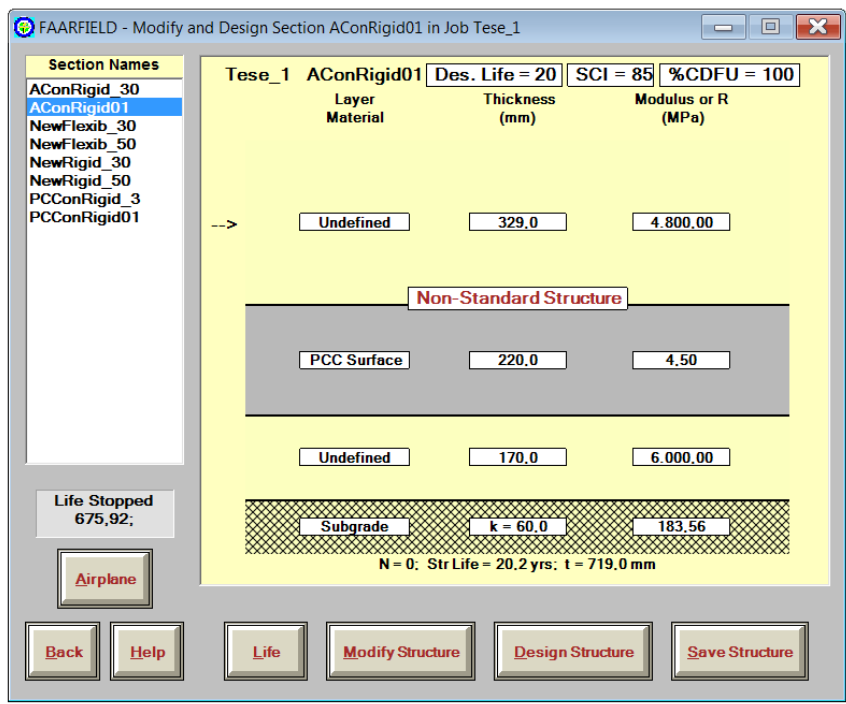


Figura A.0.19 - Hipótese de reforço flexível para o pavimento (Tráfego 50%).

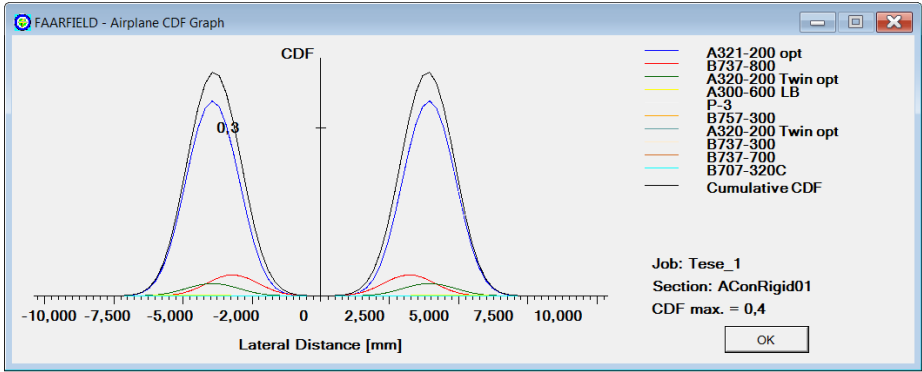


Figura A.0.20 - Gráfico CDF do pavimento com reforço flexível (Tráfego 50%).

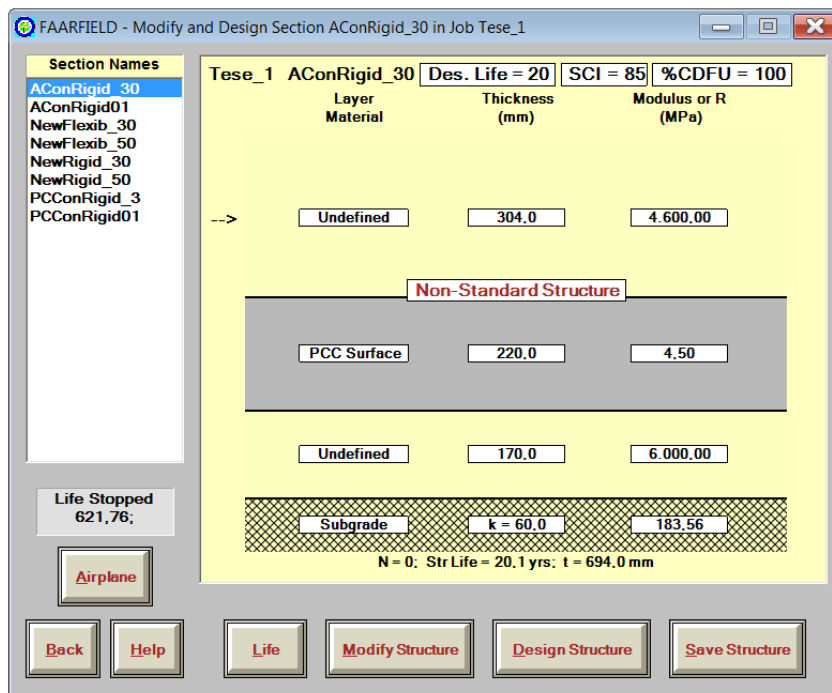


Figura A.0.21 - Hipótese de reforço flexível para o pavimento (Tráfego 30%).

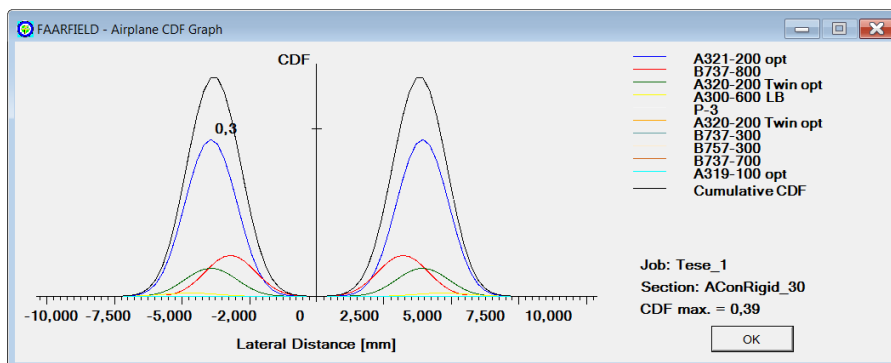


Figura A.0.22 - Gráfico CDF do pavimento com reforço flexível (Tráfego 30%).

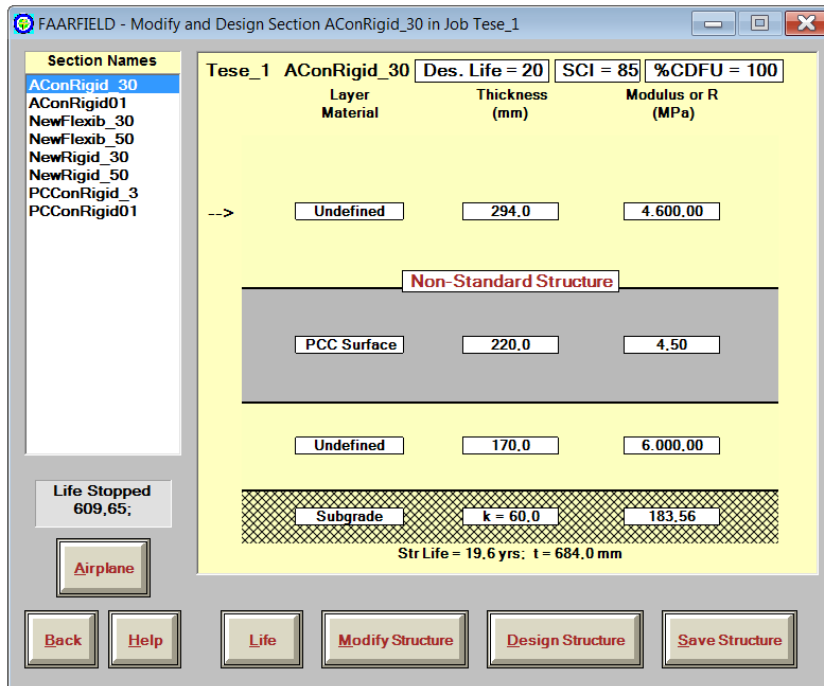


Figura A.0.23 - Hipótese de reforço flexível para o pavimento (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).

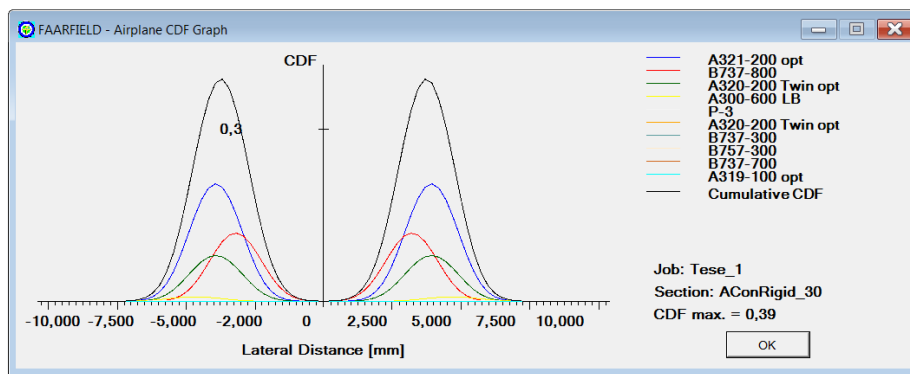


Figura A.0.24 - Gráfico CDF do pavimento com reforço flexível (Tráfego 30% mais redução de 50% das passagens do A321-200).

Anexo B – Análise Económica das Hipóteses de Reabilitação.

Quadro B.0.1 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento rígido.

Novo Pavimento Rígido				
Ano	Actividade	Custo (€/m ²)	Factor de Valor Actual (4%)	Valor Actual em Euros
0	Demolição	13,00	1,0000	13
	Construção Rígida	163,80		163,8
1			0,9615	0
2			0,9246	0
3			0,8890	0
4			0,8548	0
5			0,8219	0
6	Selagem de Juntas	0,85	0,7903	0,671767347
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,110644034
7			0,7599	0
8			0,7307	0
9			0,7026	0
10			0,6756	0
11			0,6496	0
12	Selagem de Juntas	0,85	0,6246	0,530907492
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,087443587
13			0,6006	0
14			0,5775	0
15			0,5553	0
16			0,5339	0
17			0,5134	0
18	Selagem de Juntas	0,85	0,4936	0,419583903
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,069107937
19			0,4746	0
20			0,4564	0
	Sub-total	179,77		178,6894543
	Valor Residual	-0,45	0,4564	-0,203092191
	Total	179,33		178,4863621

Quadro B.0.2 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento flexível.

Novo Pavimento Flexível				
Ano	Actividade	Custo (€/m ²)	Factor de Valor Actual (4%)	Valor Actual em Euros
0	Demolição	13,000	1,0000	13
	Construção Flexível	27,050		27,05
1			0,9615	0
2			0,9246	0
3			0,8890	0
4	Selagem de fissuras	1,105	0,8548	0,944558631
5			0,8219	0
6			0,7903	0
7			0,7599	0
8	Selagem de fissuras	1,105	0,7307	0,807412677
9	Revestimento para selagem da pista e berma	0,309	0,7026	0,217099301
10			0,6756	0
11			0,6496	0
12	Selagem de fissuras	1,105	0,6246	0,69017974
13			0,6006	0
14			0,5775	0
15	Fresagem e reforço asfáltico (10cm)	12,800	0,5553	7,107385635
16			0,5339	0
17			0,5134	0
18			0,4936	0
19	Selagem de fissuras	1,105	0,4746	0,524479879
20			0,4564	0
	Sub-total	57,579		50,34111586
	Valor Residual	-9,086	0,4564	-4,146655729
	Total	48,493		46,19446013

Quadro B.0.3 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento com reforço rígido.

Pavimento com Reforço Rígido				
Ano	Actividade	Custo (€/m ²)	Factor de Valor Actual (4%)	Valor Actual em Euros
0	Reforço Rígido (34,7 cm)	138,8	1,0000	138,8
1			0,9615	0
2			0,9246	0
3			0,8890	0
4			0,8548	0
5			0,8219	0
6	Selagem de Juntas	0,85	0,7903	0,671767347
	Revestimento para selagem de berma	0,05		0,039515726
	Pintura das mascações de pista	0,14		0,110644034
7			0,7599	0
8			0,7307	0
9			0,7026	0
10			0,6756	0
11			0,6496	0
12	Selagem de Juntas	0,85	0,6246	0,530907492
	Revestimento para selagem de berma	0,05		0,031229852
	Pintura das mascações de pista	0,14		0,087443587
13			0,6006	0
14			0,5775	0
15			0,5553	0
16			0,5339	0
17			0,5134	0
18	Selagem de Juntas	0,85	0,4936	0,419583903
	Revestimento para selagem de berma	0,05		0,024681406
	Pintura das mascações de pista	0,14		0,069107937
19			0,4746	0
20			0,4564	0
	Sub-total	141,92		140,7848813
	Valor Residual	-0,52	0,4564	-0,237321212
	Total	141,4		140,5475601

Quadro B.0.4 - Análise do custo de ciclo de vida do pavimento com reforço flexível.

Pavimento com Reforço Flexível				
Ano	Actividade	Custo (€/m ²)	Factor de Valor Actual (4%)	Valor Actual em Euros
0	Reforço Flexível (29,4 cm)	29,40	1,0000	29,4
1			0,9615	0
2			0,9246	0
3	Selagem de Juntas	0,03	0,8890	0,755646905
	Revestimento para selagem da pista e berma	0,25		0,22224909
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,12445949
4			0,8548	0
5			0,8219	0
6	Selagem de Juntas	0,03	0,7903	0,023709436
	Revestimento para selagem da pista e berma	0,25		0,197578631
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,110644034
7			0,7599	0
8			0,7307	0
9	Fresagem e reforço asfáltico (5cm)	7,50	0,7026	5,269400517
10			0,6756	0
11			0,6496	0
12	Selagem de Juntas	0,03	0,6246	0,018737911
	Revestimento para selagem da pista e berma	0,25		0,156149262
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,087443587
13			0,6006	0
14			0,5775	0
15	Selagem de Juntas	0,03	0,5553	0,016657935
	Revestimento para selagem da pista e berma	0,25		0,138816126
	Pintura das marcações de pista	0,14		0,07773703
16			0,5339	0
17			0,5134	0
18	Fresagem e reforço asfáltico (5cm)	7,50	0,4936	3,702210908
19			0,4746	0
20			0,4564	0
	Sub-total	46,08		40,30144086
	Valor Residual	-5,00	0,4564	-2,281934731
	Total	41,08		38,01950613

