

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA



Leonardo de Jesus Alexandre

Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar
da Base Aérea de Salvador (BASV)

Trabalho de Graduação
2008

Civil

CDU 625.8

Leonardo de Jesus Alexandre

**Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar
da Base Aérea de Salvador (BASV)**

Orientador

Prof. Dr. Régis Martins Rodrigues (ITA)

Divisão de Engenharia Civil

SÃO JOSÉ DOS CAMPOS
COMANDO-GERAL DE TECNOLOGIA AEROESPACIAL
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

2008

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

Divisão de Informação e Documentação

Alexandre, Leonardo de Jesus
Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar da Base Aérea de Salvador (BASV)./
Leonardo de Jesus Alexandre.
São José dos Campos, 2008.
86f.

Trabalho de Graduação – Divisão de Engenharia Civil-Aeronáutica –
Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2008. Orientadores: Prof. Dr. Régis Martins Rodrigues.

1. Pavimentos. 2. Aeroportos. 3. Classificações. I. Comando-Geral de Tecnologia Aeroespacial.
Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia Civil-Aeronáutica autor. II.Título

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALEXANDRE, Leonardo de Jesus. **Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar da Base Aérea de Salvador (BASV)**. 2008. 86f. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Leonardo de Jesus Alexandre

TÍTULO DO TRABALHO: Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar da Base Aérea de Salvador (BASV).

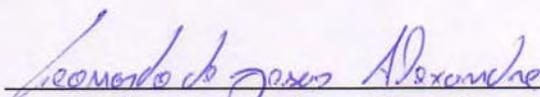
TIPO DO TRABALHO/ANO: Graduação / 2008

É concedida ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica permissão para reproduzir cópias deste trabalho de graduação e para emprestar ou vender cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de graduação pode ser reproduzida sem a autorização do autor.

Leonardo de Jesus Alexandre
Rua Eugenio Madalena, nº 152, Taquara,
CEP 22720-040, Rio de Janeiro, RJ

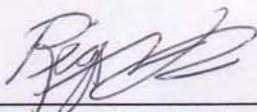
Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar da Base Aérea de Salvador (BASV)

Essa publicação foi aceita como Relatório Final de Trabalho de Graduação



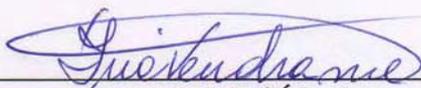
Leonardo de Jesus Alexandre

Autor



Prof. Dr Régis Martins Rodrigues (ITA)

Orientador



Prof. Drª Íria Fernandes Vendrame

Coordenador do Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica

São José dos Campos, 13 de novembro de 2008

Lista de Figuras

Figura 3.1: Sistema de multicamadas elásticas.	16
Figura 3.2: Comparação dos modelos de fadiga.....	21
Figura 3.3: Efeito do logaritmo na relação SCI-Cobertura.	24
Figura 3.4: Modelo proposto de deterioração estrutural para pavimentos rígidos.	25
Figura 3.5: Deterioração conceitual do reforço e do pavimento base.....	31
Figura 4.1: Aeronave P-3 Orion.	36
Figura 4.2: Aeroporto Internacional e Base Aérea de Salvador.	38
Figura 4.3: Identificação das área do pátio militar.	39
Figura 4.4: Trincas no pavimento rígido da área 1.	39
Figura 4.5: Trinca térmica no pavimento rígido da área 2.	40
Figura 4.6: Localização do furos de sondagem.	40
Figura 5.1: Gráfico do Log do tempo pela espessura do Reforço.	58
Figura B.1: DCP do furo 2.	72
Figura B.2: DCP do furo 3.	73
Figura B.3: DCP do furo 4.	74
Figura B.4: DCP do furo 5.	75
Figura B.5: DCP do furo 6.	76
Figura B.6: DCP do furo 7.	77
Figura B.7: DCP do furo 8.	78
Figura B.8: DCP do furo 9.	79
Figura B.9: DCP do furo 10.	80
Figura B.10: DCP do furo 12.	81
Figura B.11: DCP do furo 13.	82
Figura B.12: DCP do furo 14.	83
Figura B.13: DCP do furo 15.	84
Figura B.14: DCP do furo 16.	85

Lista de Tabelas

Tabela 3.1: Síntese dos modelos de fadiga para pavimentos rígidos.....	20
Tabela 3.2: Categoria de resistência do subleito.	27
Tabela 3.3: Tipo de pavimento.	28
Tabela 3.4: Pressão máxima permitida nos pneus.	28
Tabela 3.5: Método de avaliação utilizado.....	28
Tabela 4.1: Características do P-3 Orion.	37
Tabela 4.2: Valores do ACN do P-3 Orion.	37
Tabela 4.3: Espessura das camadas nos furos de sondagem.	41
Tabela 4.4: Resistência dos corpos de prova à compressão.	42
Tabela 4.5: Mix de aeronaves em 2007.	42
Tabela 4.6: Estimativa para as operações anuais.	43
Tabela 5.1: Resultado dos ensaios em laboratório.....	44
Tabela 5.2: Valores de DCP, r2 e CBR para cada furo.....	45
Tabela 5.3: Valores de projeto.....	45
Tabela 5.4: Valores adotados para SCI igual a 100 (análise 1).....	47
Tabela 5.5: Valores adotados para SCI igual a 80 (análise 2).....	47
Tabela 5.6: Valores adotados para SCI igual a 50 (análise 3).....	47
Tabela 5.7: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 100 (análise 4).....	49
Tabela 5.8: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 80 (análise 5).....	49
Tabela 5.9: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 50 (análise 6).....	49
Tabela 5.10: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 100 (análise 7).....	49
Tabela 5.11: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 80 (análise 8).....	49
Tabela 5.12: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 50 (análise 9).....	49
Tabela 5.13: Avaliação estrutural das juntas.	50
Tabela 5.14: Valor do PCN correspondente as análises de 1 a 9.	51
Tabela 5.15: Dimensionamento empírico do reforço para SCI inicial de 100.	52
Tabela 5.16: Dimensionamento empírico do reforço para SCI inicial de 80.	52
Tabela 5.17: Espessura preestabelecida do Reforço.	53
Tabela 5.18: Dados para a obtenção da curva de desempenho do pavimento existente.....	55
Tabela 5.19: Intervalos de tempo para as espessuras preestabelecidas.....	56
Tabela 5.20: Cálculo do dano acumulado para a espessura de 19 cm.	57

Tabela 5.21: Resultado das análises do dimensionamento do Reforço.	59
Tabela 6.1: Resultados incoerentes fornecidos pelo modelo	62
Tabela 6.2: Casos adotados para o cálculo da espessura do reforço do pavimento.....	63
Tabela 6.3: Diferença média na espessura devido à variação dos parâmetros.....	63
Tabela 6.4: Impacto econômico gerado pela incerteza.	64
Tabela A.1: Perfil de sondagem dos furos.	68
Tabela C.1: Classificação de solo pelo USCS.....	86

Lista de Abreviaturas e Siglas

α	Percentual de carga transferida pelas juntas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACN	<i>Aircraft Classification Number</i>
ALEM	<i>Aeroporto</i> Internacional de Salvador - Deputado Luís Eduardo Magalhães
BASV	Base Aérea de Salvador
C	Fator de condição estrutural do pavimento existente
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CCP	<i>Concreto</i> de Cimento Portland
C_f	Número de coberturas até o trincamento completo da placa de concreto
C_o	Número de coberturas para iniciar o trincamento
CRES	Carga de Roda Simples Equivalente
CRES	Carga de Roda Simples Equivalente
DF	<i>Design Factor</i>
DAM_f	Dano acumulado até a falha completa
DAM_o	Dano acumulado até o início do trincamento
DCP	Razão média de penetração do DCP
DIRENG	Diretoria de Engenharia da Aeronáutica
E_C	Módulo de elasticidade da placa trincada
E_{CCP}	Módulo de elasticidade do CCP
E_I	Módulo de elasticidade de placa intacta
FAA	<i>Federal Aviation Administration</i>
FAB	Força Aérea Brasileira
FD	Fadiga acumulada no período de projeto
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
h_0	Espessura do reforço de concreto
h_b	Espessura do pavimento que receberá o reforço
h_{eq}	Espessura do pavimento novo equivalente capaz de suportar o tráfego de projeto
ICAO	<i>International Civil Aviation Organization</i>
JDR	<i>Joint Deflection Ratio</i>
m_o	Execução do reforço

MR	Módulo de ruptura ou resistência à tração na flexão da placa de concreto
n	Potência que representa o tipo de ligação entre o pavimento existente e o reforço
N_i	Número máximo permitido de aplicações de carga que provoca uma tensão i para um nível de falha especificado
n_i	Número de aplicações individuais de uma carga que provoca uma tensão i
PCI	<i>Pavement Condition Index</i>
PCN	<i>Pavement Classification Number</i>
R_{CS}	Resistência à compressão simples
R_{TF}	Resistência à tração na flexão
σ	Tensão crítica à flexão
SCI	<i>Structural Condition Index</i>
SR	Razão entre as tensões
T_f	Trincamento completo da placa base
T_o	Início do trincamento da placa base
USACE	<i>United States Army Corp of Engineers</i>
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
X	Fator multiplicativo da tensão

Agradecimentos

Ao Prof. Régis Martins Rodrigues, pela contribuição e compreensão na orientação deste trabalho.

Aos colegas e amigos que sempre me incentivaram.

A minha namorada, Caroline, pelo companheirismo, compreensão, palavras de estímulo e carinho, mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, Orlando e Iuldecy, e a minha irmã Aline, que sempre me ajudaram, incentivaram e apoiaram incondicionalmente em todas as fases da vida.

“Audaces fortuna iuvat”
(A sorte favorece os audaciosos)

Virgílio

Resumo

O presente Trabalho de Graduação apresenta a avaliação da condição estrutural do pátio militar da Base Aérea de Salvador (BASV) com a finalidade de verificar se a aeronave P-3 Orion poderia operar sem restrições de peso e frequência de operações.

Para fazer a avaliação determinou-se o PCN do pavimento rígido do pátio e comparou-o com o ACN da aeronave. Foi verificado que para as condições de operação desejada, seria necessário fazer um projeto de reforço do pavimento.

Tanto o cálculo do PCN como o projeto de reforço foram feitos com base nos dados da sondagem realizada no local. Porém, devido à sondagem ter sido feita de uma maneira precária, não foi possível obter todos os parâmetros necessários e alguns tiveram que ser estimados. Para verificar a influência dos parâmetros estimados no projeto de reforço, foi feita uma análise de sensibilidade. Dessa maneira foi possível avaliar o impacto econômico gerado pela incerteza dos parâmetros estimados de modo que o tomador de decisão possa avaliar se é preferível refazer a sondagem de uma maneira mais cuidadosa ou fazer o projeto executivo com os parâmetros estimados.

Abstract

The structural condition of the military apron of Salvador Air Base of Salvador (BASV) was evaluated in this work with the purpose to verify if the aircraft P-3 Orion could operate without restrictions of weight and frequency of operations.

Rigid pavement PCN was determined and compared with the aircraft ACN. It was verified that for the desired conditions of operations, it would be necessary to reinforce the pavement.

Both the calculation of the PCN and the reinforcement project were based on data from the survey at the site. However, because the survey was done in a precarious way, it was not possible to obtain all necessary parameters and some had to be estimated. To verify the influence of the parameters estimated in the reinforcement project, a sensitivity analysis was made. Thus it was possible to evaluate the economic impact generated by the uncertainty of the estimated parameters in such a way that the decision-maker can evaluate if it is preferable to redo a survey more carefully or to carry on the executive project with the estimated parameters.

Sumário

1	Introdução.....	14
1.1	Motivação.....	14
1.2	Objetivo.....	14
2	Histórico.....	15
3	Revisão Bibliográfica.....	16
3.1	Método das Camadas Finitas.....	16
3.2	Modelos de Fadiga para Pavimentos Rígidos Aeroportuários	18
3.2.1	Modelo de Fadiga do USACE.....	22
3.3	Método ACN-PCN	26
3.3.1	Cálculo do ACN para pavimentos rígidos	27
3.3.2	Cálculo do PCN para pavimentos rígidos	28
3.4	Dimensionamento de Reforços Rígidos Aeroportuários	30
4	Projeto.....	36
4.1	Aeronave P-3 Orion	36
4.2	Base Aérea de Salvador	37
5	Análise de dados.....	44
5.1	Sondagem.....	44
5.2	Cálculo do PCN.....	48
5.3	Dimensionamento do Reforço.....	51
6	Discussão dos Resultados	61
7	Conclusão	65
	Referências Bibliográficas	66
A	Furos de Sondagem.....	68
B	Curvas do DCP	72
C	Unified Soil Classification System.....	86

1 Introdução

1.1 Motivação

A motivação surgiu durante a realização do estágio na Diretoria de Engenharia da Aeronáutica (DIRENG) na qual, entre os projetos que estavam em andamento, se destacava o projeto para o recebimento das aeronaves P-3 Orion devido à sua importância e magnitude.

O projeto visava uma avaliação do pavimento rígido do pátio militar da Base Aérea de Salvador (BASV) para avaliar a possibilidade de operar a aeronave sem restrições de peso ou se havia necessidade de fazer obras no pavimento para que a aeronave pudesse operar nas condições desejadas.

Verificou-se a existência de diversas maneiras de se avaliar e dimensionar um pavimento rígido. Entretanto, surgiu a dúvida sobre a escolha do melhor método a ser utilizado.

1.2 Objetivo

O presente trabalho tem o objetivo de fazer a avaliação e o dimensionamento do pavimento rígido do pátio militar da Base Aérea de Salvador.

Para tal, foram analisadas as diferenças entre os fundamentos teóricos nos quais foram baseados os métodos de avaliação e dimensionamento de pavimentos rígidos aeroportuários para saber quais são as suposições de cada método, os pré-requisitos que devem ser atendidos para a sua utilização e as suas limitações. Em seguida fez-se a avaliação e o dimensionamento utilizando-se cada método e posteriormente uma comparação entre os resultados obtidos.

Com isso, espera-se contribuir para que a avaliação e o dimensionamento de pavimentos rígidos sejam feitos de maneira mais racional, em vez de simplesmente utilizar o método mais difundido.

2 Histórico

Desde o início da aviação até a metade da década de 30, os aeródromos eram campos gramados com somente os pátios e hangares sendo pavimentados. Os pavimentos eram formados por materiais soltos selados por um aglutinante de alcatrão.

No Reino Unido, o desenvolvimento de grandes bombardeiros em 1937 pesando mais que 13500 kg e com pressão de pneus elevada levou à pavimentação das pistas de pouso e taxiway com uma base resistente coberta com tarmacadame e impermeabilizada com betume asfalto quente. Nos últimos anos da Segunda Guerra Mundial, o concreto substituiu este tipo de pavimento que se revelou inadequado para suportar as cargas aplicadas por grandes aeronaves.

Nos Estados Unidos, a produção de B-17 e B-24 estava a todo vapor no final da década de 40. A carga do trem de pouso principal dessas aeronaves era de 15800 kg e o peso bruto era 34000 kg. Esses valores eram 3 a 5 vezes maior do que qualquer carga aplicada anteriormente em rodovias ou aeroportos. Nessa época, o Corpo de Engenheiros Militares dos Estados Unidos resolveu construir os aeroportos militares e conseqüentemente procuraram desenvolver um procedimento de dimensionamento de pavimentos rígidos aeroportuários [1].

Na década de 60, a introdução dos motores turbo-jet na aviação civil comercial tornou mais acessível o transporte de passageiros em aeronaves maiores e mais pesadas. O crescimento da frequência de operação das aeronaves juntamente com o aumento do tamanho e do peso criou novas preocupações com o dimensionamento dos pavimentos rígidos aeroportuários [2].

3 Revisão Bibliográfica

3.1 Método das Camadas Finitas

O método foi desenvolvido para o cálculo de recalques por adensamento de solos estratificados horizontalmente sob cargas de fundações rasas e aterros [3]. Ele se baseia no sistema de multicamadas elásticas (Figura 3.1).

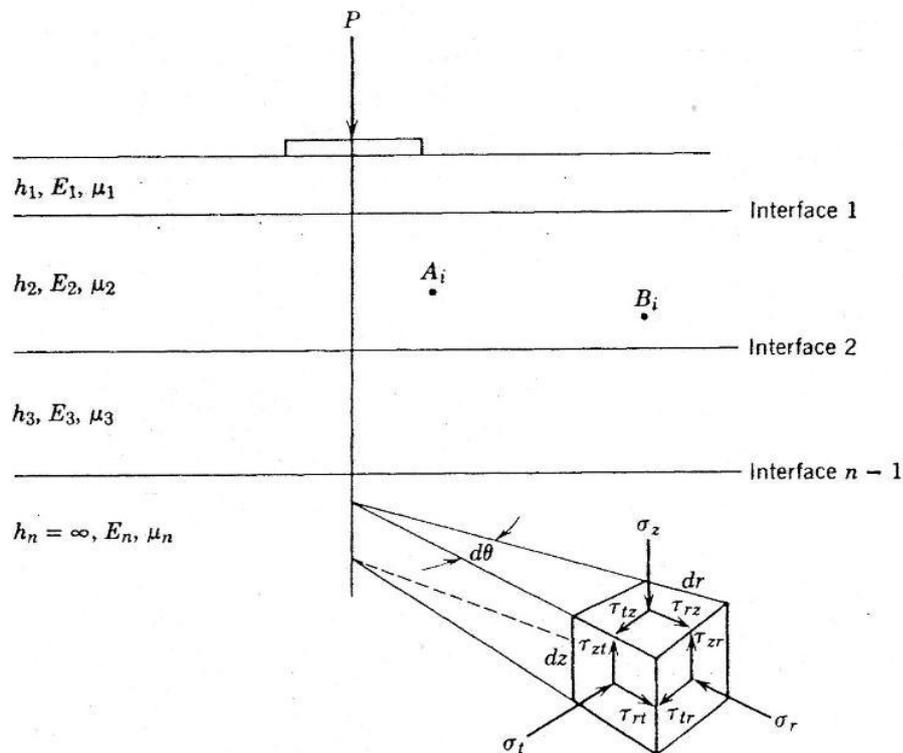


Figura 3.1: Sistema de multicamadas elásticas.

A solução analítica do estado de tensão ou deformação tem as seguintes pressuposições:

1. As propriedades do material em cada camada são homogêneas, isto é, a propriedade no ponto A_i é a mesma do ponto B_i ;
2. Cada camada tem uma espessura finita exceto para a última camada, e todas são infinitas nas direções laterais;
3. Cada camada é isotrópica, isto é, a propriedade de um ponto específico tal como A_i é a mesma em todas as direções;
4. Em cada interface das camadas existe atrito;
5. Forças de cisalhamento não são consideradas na superfície;

De acordo com a teoria pode ser mostrado que existem nove tensões em um determinado ponto de qualquer camada. Essas tensões podem ser divididas em três tensões normais agindo perpendicularmente as faces do elemento e seis tensões de cisalhamento agindo paralelamente as faces. Condições de equilíbrio estático no elemento mostram que as tensões de cisalhamento agindo em faces que se interceptam são iguais [4].

As tensões e os deslocamentos são calculados a partir da transformação das equações da teoria da elasticidade em um sistema de equações diferenciais, por meio das Transformadas de Fourier Duplas para os deslocamentos, e impondo-se as condições de fronteiras e de continuidade dos deslocamentos e das tensões nos planos nodais que separam as subcamadas.

O tipo de teoria utilizada é distinguida por três propriedades do comportamento do material:

- Relação entre tensão e deformação (linear e não linear);
- Dependência do tempo na deformação perante um nível de tensão constante (viscoso e não viscoso);
- Grau em que o material pode recuperar a deformação depois da remoção da tensão (plástico e elástico).

Apesar da maioria dos materiais de pavimentação terem comportamento não linear, a aplicação do modelo linear é satisfatória desde que o estado de tensões seja baixo. Outro aspecto importante do ponto de vista prático, é que muito dos modelos viscoelásticos requerem um longo período de tempo para recuperar a deformação, de maneira que esta pode ser considerada plástica ou de natureza permanente. Isto explica por que a teoria viscoelástica linear é utilizada para prever a deformação permanente dos pavimentos.

A vantagem do método das camadas finitas está em permitir análises tridimensionais para um grande número de camadas utilizando pouca memória computacional, além de não requerer a elaboração de uma complexa malha de elementos finitos. Sua desvantagem no caso de pavimentos em relação ao Método de Elementos Finitos (MEF) está, portanto, em permitir a variação dos módulos de resiliência com o estado de tensões apenas na direção vertical, devendo haver homogeneidade no plano horizontal, dentro de cada subcamada. Mesmo com esta simplificação, o método revelou-se eficaz para a previsão das tensões e deformações geradas pelas cargas de roda em movimento nas estruturas de pavimentos [5].

3.2 Modelos de Fadiga para Pavimentos Rígidos Aeroportuários

A maioria dos métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos são mecanístico-empírico. Tais métodos determinam a tensão crítica que é gerada pelo carregamento e correlacionam essa tensão com o desenvolvimento de tipos de defeitos no pavimento. Um dos tipos de defeitos mais comum em pavimentos rígidos é o trincamento por fadiga, ou seja, o aparecimento de trincas provocadas pela aplicação repetitiva de cargas que geram tensões com magnitude menor do que a resistida pelo concreto [6].

Para o dimensionamento é necessário conhecer a tensão provocada pelo carregamento e a resistência à tração na flexão da placa de concreto. O valor adotado para a tensão devido ao carregamento é a máxima no fundo da placa resultante de uma sollicitação no centro ou na borda. A resistência à tração na flexão é obtida em ensaio realizado conforme a norma [7].

Segundo [8], dimensionamentos mecanísticos baseados em trincamento por fadiga adotam a hipótese de Miner com o intuito de contabilizar os efeitos de carregamentos com magnitude diferente. Essa hipótese assume que a fadiga é linearmente proporcional ao número de aplicações da carga e é expressa pela seguinte equação:

$$FD = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (3.1)$$

onde

FD = Fadiga acumulada no período de projeto;

n_i = Número de aplicações individuais de uma carga que provoca uma tensão i ;

N_i = Número máximo permitido de aplicações de carga que provoca uma tensão i para um nível de falha especificado.

Teoricamente, quando FD é igual a um, o pavimento falha, porém devido a variações nos materiais, ciclo de carregamento, frequência de carregamento, capacidade de suporte da base e da sub-base e condições ambientais, a falha pode ocorrer com o FD diferente de um.

Para aplicar a Hipótese de Miner é necessário determinar o valor de N_i através de um modelo de fadiga. Esse modelo incorpora tanto a tensão gerada pela carga aplicada, quanto a resistência à tração na flexão da placa de concreto por meio da razão entre as tensões:

$$SR = \frac{\sigma}{MR} \quad (3.2)$$

onde

SR = Razão entre as tensões;

σ = Tensão crítica à flexão;

MR = Módulo de ruptura ou resistência à tração na flexão da placa de concreto.

Algumas pesquisas usam o *Design Factor (DF)*, que é o inverso da razão entre as tensões, no modelo de fadiga.

Existem vários modelos de fadiga, entretanto o uso de cada um deles fornecerá resultados diferentes devido ao modo como eles foram desenvolvidos. Segundo [6], os principais fatores que afetam o desenvolvimento de um modelo de fadiga são:

- Base de dados;
- Definição da falha;
- Cálculo da tensão;
 - Local da carga;
 - Tensões incluídas;
 - Método de computação.
- Considerações do efeito do tráfego;
- Abrangência das tensões nos ensaios;
- Seqüência de carregamento.

A Tabela 3.1 apresenta os principais modelos de fadiga e sintetiza as características mais importantes em termos dos fatores chaves para o desenvolvimento de um modelo de fadiga.

Tabela 3.1: Síntese dos modelos de fadiga para pavimentos rígidos.

Modelo de Fadiga	Fonte de dados	Aspectos do cálculo da tensão utilizada no desenvolvimento do modelo de fadiga			Resistência do concreto	
		Critério de falha	Localização	Tipo de tensão		Método de computação
COE - Westergaard	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Borda X 0,75	Carga	Westergaard	Flexão (várias idades)
COE - LEA	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Interior	Carga	Camadas elásticas	Flexão (várias idades)
FAA	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Borda X 0,75	Carga	Westergaard	Flexão (várias idades)
LEDFAA	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Interior ou Borda X 0,75	Carga	Camadas elásticas	Flexão (várias idades)
Darter	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Borda X 0,75	Carga	H-51	Flexão (várias idades)
Foxworthy	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Borda	Carga	Elementos finitos	Flexão (várias idades)
NCHRP 1-26	Base de dados do COE	50% da placa trincada	Borda	Carga e temperatura	Elementos finitos	Flexão (28 dias)
PCA	Vigas de concreto	Rompimento da viga	Fundo da viga	Carga	Equação de curvatura da viga	Flexão (várias idades)
Zero-Maintenance	Vigas de concreto	Rompimento da viga	Fundo da viga	Carga	Equação de curvatura da viga	Flexão (várias idades)

Analisando um gráfico comparativo com cada modelo de fadiga (Figura 3.2) observa-se que existe uma variabilidade grande entre eles. Isso se deve as abordagens diferentes no desenvolvimento do modelo de fadiga.

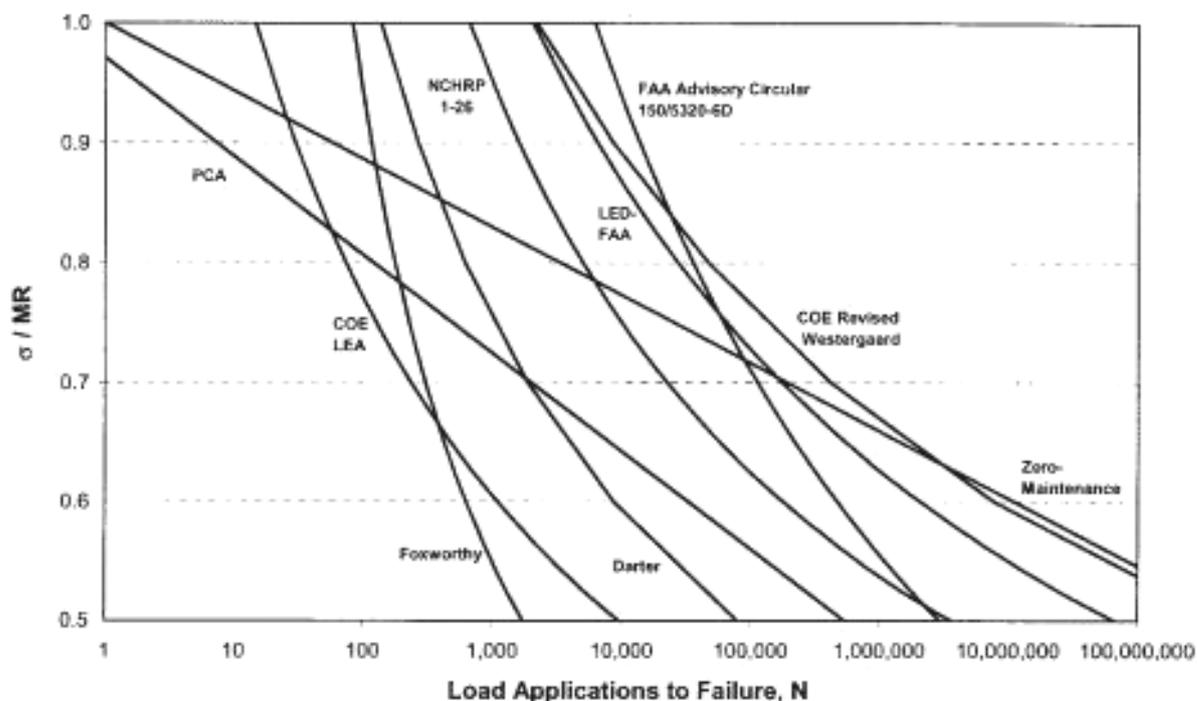


Figura 3.2: Comparação dos modelos de fadiga.

Os modelos de fadiga expostos na Tabela 3.1 são baseados tanto em dados de campo (base de dados do COE) quanto em ensaios de laboratório (vigas de concreto). A principal vantagem do modelo baseado em dados de campo é que vários fatores de influência são contemplados, tanto os considerados diretamente, como tráfego e condição de suporte da fundação, quanto os considerados indiretamente, como forças ambientais.

Entretanto, existem algumas desvantagens no uso de dados de campo, tais como a impossibilidade de avaliar toda gama de seções e condições de tensão possíveis. O número de seções de campo ensaiadas disponível para estudo é normalmente pequeno (50 a 60 seções) e os ensaios foram conduzidos em um período de tempo reduzido com um número limitado de aplicações de carga. Os efeitos da variabilidade da qualidade dos materiais e da construção não são completamente refletidos devido ao tamanho reduzido das seções ensaiadas [9].

Ensaio de laboratório em vigas de concreto são uma maneira simples, barata e rápida de se desenvolver relações entre o carregamento e o critério de falha. Porém existem vários fatores que podem afetar o resultado dos ensaios em laboratório, tais como velocidade de aplicação

da carga, seqüência de carregamento, tempo de repouso entre as aplicações de carga e a razão entre os níveis de tensão mínimo e máximo [10]. Além do mais, existem dificuldades em relacionar os ensaios em laboratório da fadiga em vigas com a fadiga observada em placas de concreto.

Os modelos de fadiga também diferem no critério utilizado para definir falha. Os modelos baseados em dados de campo adotam um critério de falha de 50% da placa trincada, enquanto que nos ensaios de laboratório em vigas de concreto o critério de falha é definido como o trincamento da viga.

O procedimento utilizado para o cálculo das tensões no desenvolvimento do modelo de fadiga pode variar entre as equações de Westergaard para o canto da placa, método das camadas elásticas e método dos elementos finitos. A localização da tensão crítica varia entre o canto e o centro da placa. Cálculos de fadiga utilizando um modelo de fadiga específico devem aplicar o mesmo método de cálculo de tensões utilizado no desenvolvimento do modelo.

O método de caracterização da resistência do concreto utilizado nos modelos de fadiga é a resistência à tração na flexão do concreto que deve ser calculada conforme [7]. Nota-se que a idade em que a resistência é medida não é fixada na maioria dos modelos.

Devido a essas diferenças no desenvolvimento dos modelos de fadiga, eles não podem ser meramente substituídos um pelo outro em um processo de dimensionamento sem que uma análise detalhada do modelo seja feita.

3.2.1 Modelo de Fadiga do USACE

A abordagem para o dimensionamento baseado nas equações de fadiga existentes consiste em selecionar uma espessura adequada para que o pavimento fique abaixo de um nível definido de trincamento durante a vida de projeto. Entretanto, essa abordagem não é necessariamente satisfatória para o pavimento, pois não estipula nenhuma informação sobre desempenho do pavimento.

Um modelo para a deterioração de pavimentos rígidos aeroportuários, baseado no desempenho de uma seção de teste submetida a tráfego acelerado é apresentado em [11]. O modelo das camadas elásticas foi utilizado como modelo analítico para o cálculo das tensões. Este modelo foi selecionado por ser compatível com a avaliação do pavimento utilizando o

Falling Weight Deflectometer (FWD) e com o desenvolvimento de um método compreensível de dimensionamento baseado no modelo das camadas elásticas para pavimentos flexíveis, rígidos e reforços.

O modelo mede o desempenho do pavimento utilizando o *Structural Condition Index* (SCI) que é semelhante ao *Pavement Condition Index* (PCI). O PCI é um sistema de avaliação de pavimentos aeroportuários que é amplamente utilizado como ferramenta na gerência de pavimentos. Ele classifica a condição do pavimento numa escala de 0 a 100 dependendo da densidade e severidade dos defeitos. O PCI é um método utilizado para obter uma classificação numérica da condição do pavimento que se igualaria a classificação subjetiva de engenheiros experientes [12].

O valor do PCI de um pavimento leva em consideração os defeitos de natureza estrutural, construtiva, material, ambiental e operacional. O SCI é análogo ao PCI, mas só leva em consideração defeitos de natureza estrutural. Esse parâmetro pode ser usado para medir a condição estrutural do pavimento a qualquer instante de tempo.

Para o desenvolvimento do modelo de deterioração estrutural foram utilizados os dados dos ensaios de tráfego acelerado do *United States Army Corp of Engineers* (USACE) realizados nas bases aéreas de Lockbourne e Sharonville em Ohio, e os ensaios realizados na estação de experimento de canais navegáveis em Mississippi. Esses ensaios foram escolhidos por terem tido um bom controle de tráfego e por terem utilizado todos os níveis de carga de aeronaves disponíveis na época. Os dados desses ensaios foram re-analisados calculando-se a tensão com o modelo das camadas elásticas e classificando o desempenho das seções ensaiadas utilizando o SCI [13].

Comumente, as seções analisadas consistiam de quatro placas, mas algumas tinham apenas duas. Isso fez com que os dados obtidos tendessem a gerar curvas com mudanças inesperadas, pois o número limitado de placas implicou em uma mudança grande e abrupta na medida da densidade dos defeitos. Em um pavimento normal, devido ao maior número de placas, é de se esperar que a deterioração seja gradual, gerando assim uma curva suave.

Todas as seções analisadas tinham transferência de carga nas juntas. Conseqüentemente, o modelo de deterioração desenvolvido com base nesses dados só é válido para pavimentos rígido aeroportuários com juntas capazes de transferir carga de maneira adequada.

Representando-se graficamente os dados da deterioração das seções de ensaio pelo logaritmo da cobertura, observa-se que a redução do SCI é linear com logaritmo das coberturas (Figura 3.3). Com base nisso, [11] definiu o modelo de deterioração de pavimentos rígidos de maneira que o pavimento não sofre nenhuma deterioração estrutural até um ponto identificado como C_o . Durante esse período, o SCI é 100. Depois do ponto C_o o pavimento deteriora linearmente com logaritmo das coberturas até o ponto C_f , onde o SCI do pavimento é zero (Figura 3.4).

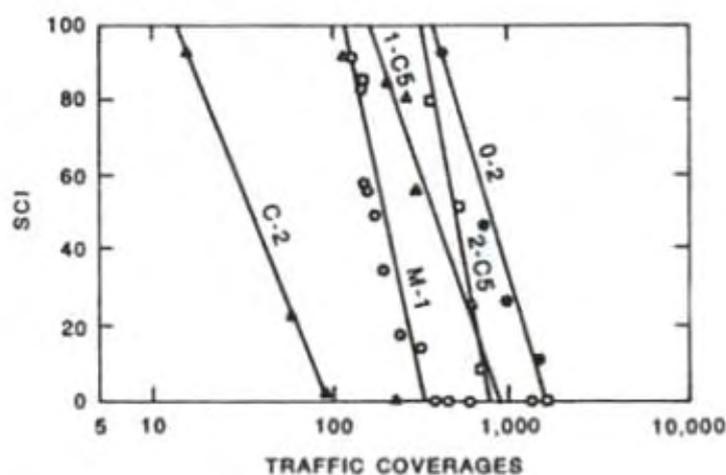


Figura 3.3: Efeito do logaritmo na relação SCI-Cobertura.

Conforme o modelo, a deterioração estrutural por fadiga do pavimento rígido pode ser unicamente descrita por dois parâmetros, C_o e C_f . Se esses dois parâmetros puderem ser previstos, então o SCI em um determinado nível de cobertura também poderá ser previsto.

Os valores de C_o e C_f foram calculados para cada ensaio do USACE fazendo-se uma regressão linear em função de DF e do valor de coberturas para um determinado SCI. Os valores de C_o e C_f foram determinados fazendo-se o SCI igual a 100 e zero respectivamente.

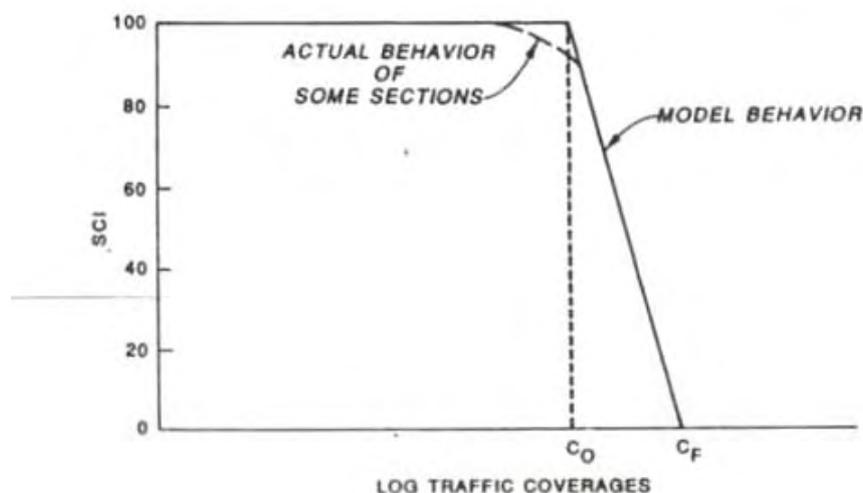


Figura 3.4: Modelo proposto de deterioração estrutural para pavimentos rígidos.

O DF é a resistência à tração na flexão do concreto dividida pela tensão calculada utilizando o modelo das camadas elásticas. O DF para cada ensaio foi calculado usando a tensão obtida com a teoria das camadas elásticas e a resistência à tração na flexão do concreto fornecida por ensaio realizado conforme [7].

As equações obtidas através da regressão linear foram:

$$DF = 0,5234 + 0,3920 \times \log C_O \quad (3.3)$$

$$DF = 0,2967 + 0,3881 \times \log C_F \quad (3.4)$$

Assumi-se na análise que C_o e C_f são função apenas de DF , entretanto isso pode não ser verdade. O comportamento após o trincamento da placa pode também ser função da capacidade de suporte do subleito. Tentativas de utilizar a capacidade de suporte do subleito com o DF para obter uma relação melhor com C_o e C_f não tiveram sucesso porque em sua maioria, as seções ensaiadas foram construídas sobre subleitos com baixa capacidade de suporte. Não existem dados suficientes para examinar o efeito de subleitos com alta capacidade de suporte no comportamento do pavimento após trincamento [14].

Os parâmetros C_o e C_f são baseados em ensaios de tráfego acelerado e apesar deles incluírem efeitos de campo, como temperatura, capacidade de suporte do subleito não uniforme e curvatura da placa devido à perda de água, os ensaios não duraram tempo suficiente para

prover informações sobre infiltração de água e enfraquecimento do subleito, fenômenos que podem ocorrer durante a deterioração do pavimento [11].

Para avaliar os resultados fornecidos pelo modelo, quatro seções dos ensaios realizados pelo USACE que tinham SCI igual a 100 no final do experimento foram analisadas. Fazendo uma previsão do desempenho do pavimento, constatou-se que apenas um dos casos excedeu o esperado. Os outros três casos tiveram o tráfego encerrado antes de atingir o previsto pelo modelo e não mostraram nenhum grau de deterioração. Dessa forma, pode-se dizer que o modelo fez uma precisão razoável do desempenho do pavimento.

3.3 Método ACN-PCN

Utilizando-se o método ACN-PCN é possível expressar o efeito de cada aeronave em diferentes pavimentos por um único número que varia de acordo com o peso e configuração da aeronave, tipo de pavimento e a resistência do subleito. Este número é o *Aircraft Classification Number* (ACN). Reciprocamente, a capacidade de carga de um pavimento pode ser expressa por um único número, sem especificar uma aeronave em particular ou informações detalhadas sobre a estrutura do pavimento. Este número é o *Pavement Classification Number* (PCN). De acordo com [15], têm-se as seguintes definições de ACN e PCN:

- **ACN** - Número que expressa o efeito relativo de uma aeronave a determinado peso sobre um pavimento para uma categoria padrão de subleito especificada;
- **PCN** – Número que expressa a capacidade de carga de um pavimento para operações sem restrição.

O método é estruturado de modo que um pavimento com um valor particular de PCN possa suportar, sem restrições de peso, uma aeronave que tem um valor de ACN menor ou igual ao PCN do pavimento. Isto é possível porque os valores de ACN e PCN são calculados usando-se as mesmas técnicas básicas. O PCN destina-se a reportar a resistência relativa do pavimento de modo que os operadores aeroportuários consigam avaliar a aceitabilidade da operação de determinada aeronave. Logo, não pode ser usado para o dimensionamento ou a avaliação do pavimento, mas não traz restrições às metodologias utilizadas para o dimensionamento.

3.3.1 Cálculo do ACN para pavimentos rígidos

De acordo com [16], para o cálculo do ACN de uma aeronave em pavimentos rígidos deve ser conhecido o peso de operação da aeronave, a porcentagem do peso no trem de pouso principal, a configuração e quantidade de trens de pouso principais, a pressão dos pneus e o valor de k do subleito para o qual se deseja obter o ACN.

Com esses valores faz-se o dimensionamento do pavimento. Isso pode ser feito utilizando-se os ábacos disponibilizados pelo fabricante no manual da aeronave, o programa de computador PDILB ou os gráficos de influência. O dimensionamento deve ser feito utilizando-se a solução de Westergaard, baseada em uma placa elástica carregada sobre uma sub-base de Winkler (caso da carga interior) e para um esforço normalizado sobre o concreto de 2,75 MPa.

Para a mesma espessura de pavimento calculada anteriormente e o mesmo valor de k , calcula-se a carga para que uma roda simples a uma pressão de 1,81 MPa gere um esforço sobre o pavimento de 2,75 MPa, ou seja, o esforço normalizado para o concreto. A carga calculada é a Carga de Roda Simples Equivalente (CRES) e o dobro do seu valor em toneladas é o valor do ACN da aeronave para o valor de k utilizado.

O valor de k refere-se à capacidade de suporte do subleito. A classificação do subleito para pavimento rígido é feita para quatro classes diferentes no método ACN-PCN. Cada classe tem um valor de referência que é considerada como representativa para o intervalo de valores de k que a classe engloba (Tabela 3.2). O ACN da aeronave deve ser reportado junto com o código de designação da resistência do subleito.

Tabela 3.2: Categoria de resistência do subleito.

Resistência do subleito	Valor de k do subleito (MN/m ³)	Representação (MN/m ³)	Código de designação
Alta	150	$k \geq 120$	A
Média	80	$60 < k < 120$	B
Baixa	40	$25 < k \leq 60$	C
Ultra Baixa	20	$k \leq 25$	D

Atualmente a *Federal Aviation Administration* (FAA) disponibiliza gratuitamente um programa para o cálculo do ACN das aeronaves cujo nome é COMFAA. De acordo com o parágrafo 3.0 de [17] o cálculo feito pelo programa está de acordo com as condições e

procedimentos especificados pela *International Civil Aviation Organization* (ICAO). O ACN também pode ser obtido em [16], onde há uma tabela com o ACN de diversas aeronaves e um nomograma de pavimentos rígidos, no qual é possível obter o ACN da aeronave para uma espessura de referência do pavimento e para os valores de k normalizados para o subleito.

3.3.2 Cálculo do PCN para pavimentos rígidos

A ICAO não especifica a metodologia que deve ser utilizada para a definição do PCN. Cabe aos estados ou as autoridades aeroportuárias determinarem o PCN utilizando o método preferido. O PCN deve ser informado utilizando-se uma formatação especificada no método ACN-PCN. Nessa formatação, o PCN é dividido em cinco partes, onde o significado de cada parte, respectivamente, é:

- Valor numérico do PCN;
- Tipo de pavimento;
- Categoria de resistência do subleito;
- Pressão máxima permitida nos pneus;
- Método de avaliação utilizado.

Com exceção do valor numérico, as demais informações devem ser comunicadas utilizando-se os códigos expostos nas Tabela 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.

Tabela 3.3: Tipo de pavimento.

Tipo de pavimento	Código
Pavimento rígido	R
Pavimento flexível	F

Tabela 3.4: Pressão máxima permitida nos pneus.

Categoria	Código	Valores da pressão de pneus
Alta	W	Sem limite de pressão
Média	X	Pressão limitada a 1,50 Mpa
Baixa	Y	Pressão limitada a 1,00 Mpa
Muito Baixa	Z	Pressão limitada a 0,50 Mpa

Tabela 3.5: Método de avaliação utilizado.

Método de avaliação	Código
Técnica	T
Usando Aeronaves	U

Assim, o PCN de um pavimento rígido sobre um subleito de resistência média, sem limites de pressão e com valor de PCN 40 pela avaliação técnica, deverá ser informado como:

PCN 40 / R / B / W / T

Para determinar o PCN com o método de avaliação usando aeronaves, determina-se o ACN de todas as aeronaves que podem utilizar o pavimento e o maior valor de ACN encontrado é adotado como o valor do PCN do pavimento. Entretanto, esse método assume que todas as aeronaves do mix podem operar sem restrições e que o pavimento tem capacidade estrutural de acomodar todas as aeronaves em operação.

Uma limitação do método é que ele não considera o número de operações das aeronaves, assim, o valor de PCN é superestimado, pois uma aeronave com um ACN alto e que só pode operar no aeroporto devido a sua baixa frequência, será responsável pelo valor numérico do PCN. Com base nesse valor, pode-se permitir operações frequentes de aeronaves com uma carga que vai levar a deterioração do pavimento em um tempo menor que o de projeto.

O PCN também pode ser subestimado no caso de um aeroporto que tenha um mix de aeronaves que exigem pouco da capacidade estrutural da pista, pois o PCN vai ser determinado pelo mix de aeronaves e não pelas características da pista. Devido a esses possíveis problemas o uso desse método é desencorajado.

A avaliação técnica consiste em um estudo específico das características do pavimento e na aplicação da tecnologia do comportamento dos pavimentos [18]. A metodologia utilizada para o cálculo do PCN do pavimento rígido está descrita na Seção 5.2. Essa metodologia está baseada no controle do trincamento por fadiga, pois esse é o principal sintoma de desgaste em pavimento rígidos.

O controle é feito limitando-se a tensão de tração que pode ser gerada na base da placa de concreto. Conseqüentemente, limita-se a carga que a aeronave pode aplicar no pavimento. Para obter o valor numérico do PCN, basta colocar a carga limitada em função da CRSE.

3.4 Dimensionamento de Reforços Rígidos Aeroportuários

Atualmente, a necessidade de reabilitar os pavimentos existentes é mais crítica do que nunca, e a contínua utilização de abordagens empíricas para o dimensionamento da reabilitação com o Reforço precisa ser reavaliada [19].

As equações empíricas foram baseadas na premissa de que a espessura de reforço necessária poderia ser expressa em termos da espessura necessária para suportar o tráfego de projeto e da espessura existente. A equação empírica do USACE pode ser expressa como:

$$h_o^n = h_{eq}^n - C \times h_b^n \quad (3.5)$$

onde

h_o = Espessura do Reforço de concreto;

h_{eq} = Espessura do pavimento novo equivalente capaz de suportar o tráfego de projeto;

h_b = Espessura do pavimento que receberá o Reforço;

n = Potência que representa o tipo de ligação entre o pavimento existente e o Reforço;

C = Fator de condição estrutural do pavimento existente.

O reforço é classificado pelo tipo de ligação que ele tem com o pavimento base. O perfeitamente aderido é quando o reforço e o pavimento base funcionam como uma única placa de concreto. Para isso, é necessário fazer um tratamento na superfície do pavimento base e utilizar um ligante especial. Quando se coloca o reforço por cima do pavimento sem nenhum tratamento especial, diz-se que o reforço é parcialmente aderido. O reforço não aderido é quando se usa uma camada de agregados ou asfalto entre o pavimento base e o reforço.

O valor de n na equação é função do tipo de reforço. Ele é 1,0 quando é perfeitamente aderido, 1,4 quando é parcialmente aderido e 2,0 quando é não aderido. O valor de C na equação varia de acordo com a condição estrutural do pavimento. C assume o valor de 1,00 se o pavimento não tem ou tem pequenas trincas estruturais, 0,75 se tem algumas trincas estruturais, mas não apresenta desgastes progressivos como trincas múltiplas. Quando o pavimento já está bastante trincado, o valor de C é 0,35.

Como os dimensionamentos convencionais de pavimentos rígidos, o dimensionamento mecanístico do reforço proposto em [19] considera somente o desgaste devido à fadiga. O

dimensionamento para outras possíveis fontes de desgaste, tal como durabilidade, deve ser incluído separadamente.

O método de dimensionamento mecânico do reforço deve considerar a interação entre o pavimento base danificado e o reforço. Não é satisfatório supor uma capacidade de suporte constante a ser provida pela placa base e dimensionar a espessura do reforço com base nessa capacidade de suporte.

A Figura 3.5 ilustra a diferença entre as curvas de deterioração do reforço com uma capacidade de suporte constante e com uma capacidade de suporte que vai diminuindo com o tempo e a diferença entre a deterioração do pavimento base caso seja executado o reforço e caso não seja executado.

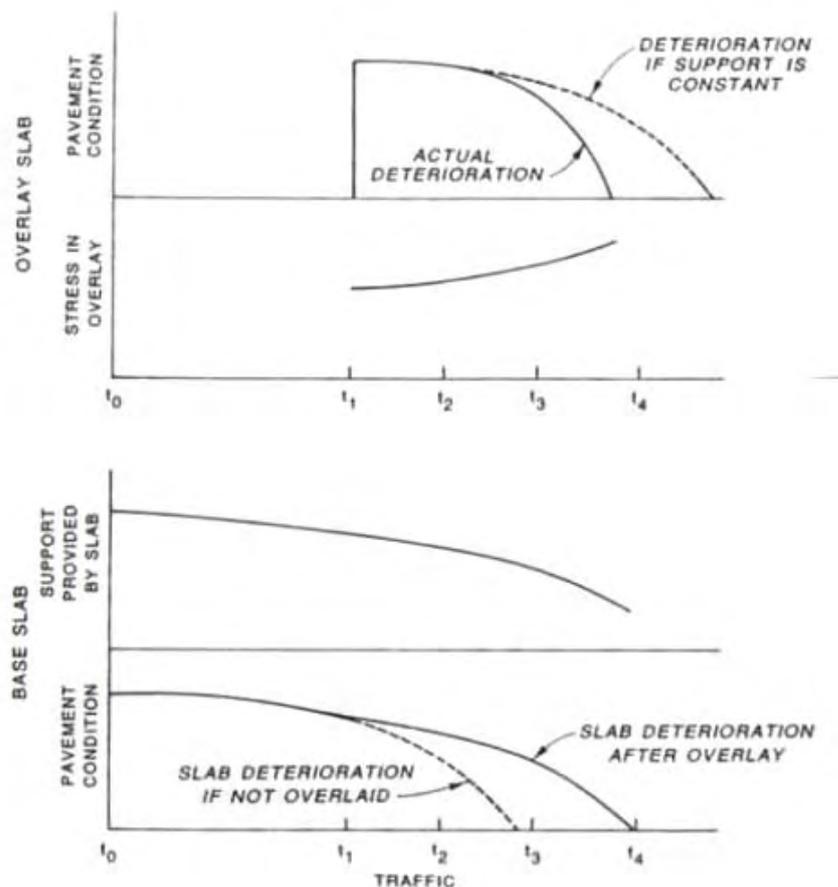


Figura 3.5: Deterioração conceitual do reforço e do pavimento base.

O modelo analítico para avaliar o reforço precisa ser capaz de representar múltiplas camadas e deve conseguir avaliar condições de interface variadas que representem os três tipos de

reforço existentes. O modelo das camadas elásticas foi selecionado para ser utilizado durante a análise, por sua habilidade de resolver níveis intermediários de ligações construtivas e sua disponibilidade para qualquer pessoa que tenha acesso a um microcomputador foram consideradas vantagens que superaram sua inabilidade de analisar as juntas de transmissão de carga [13].

O modelo das camadas elásticas também é amplamente utilizado para fazer a análise dos dados obtidos com o FWD durante a avaliação dos pavimentos e a utilização do mesmo modelo analítico para dimensionar e avaliar o pavimento é uma vantagem dessa destacável desse método.

O modelo de deterioração utilizado para medir o desempenho do reforço foi o desenvolvido por Rolling e Witczak e apresentado na Seção 3.2.1. Esse modelo permite determinar o SCI do pavimento base a qualquer nível de cobertura especificado e pode ser utilizado para prever o desempenho do reforço.

Quando uma placa de pavimento rígido trinca, sua capacidade de transmitir cargas através da flexão é reduzida, pois nas trincas a placa perde a capacidade de transmitir momento fletor. A capacidade de transmitir esforço cortante vai diminuindo conforme a aplicação de novas cargas ou abertura da trinca. O trincamento é progressivo e a diminuição da capacidade de suporte de uma placa sobre solicitação precisa ser modelada para o dimensionamento do reforço.

Para representar a diminuição da capacidade de suporte, o módulo de elasticidade da placa de concreto já existente pode ser reduzido. A diminuição do módulo de elasticidade implica que a compressibilidade vertical do material está aumentando, o que não é o caso do pavimento trincado. Conseqüentemente, cálculos da tensão vertical na placa trincada não serão válidos [19].

Para determinar o valor apropriado do módulo de elasticidade para placas trincadas foram feitos seis ensaios em placas intactas. O módulo inicial foi determinado utilizando o FWD. Posteriormente a placa foi sendo trincada gradativamente e os respectivos módulos de elasticidade foram sendo determinados utilizando o FWD. A equação obtida através desse procedimento foi:

$$\frac{E_c}{E_i} = 0,02 + 0,0064 \times SCI + (0,0058 \times SCI)^2 \quad (3.6)$$

onde

E_c = Módulo de elasticidade da placa trincada;

E_i = Módulo de elasticidade de placa intacta;

SCI = Índice de condição estrutural.

Aplicando a equação, observa-se que para um SCI de zero, que é quando a placa está muito trincada, o módulo de elasticidade inicial do concreto de 27580 MPa seria reduzido para 551 MPa. Este valor é aproximadamente o esperado para um agregado granular de alta qualidade e parece ser razoável para uma placa muito trincada.

Para aplicar o modelo corretamente, é importante conhecer a condição das juntas de transferência de carga. Baseado nos ensaios existentes, um valor médio para de 25% para transferência de carga é normalmente razoável quando as juntas são construídas corretamente. Presume-se que um reforço seja construído com uma boa transferência de carga, mas o pavimento base pode ter uma transferência de carga deficiente devido aos danos provocados pelo tráfego até o momento. O modelo das camadas elásticas não consegue tratar esse fato diretamente, então um multiplicador artificial da tensão é necessário para aumentar a tensão calculada pelo modelo das camadas elásticas para que se considere a transferência de carga deficiente.

O multiplicador X (equação 3.7) pode ser utilizado para aumentar a tensão calculada pelo método das camadas elásticas quando a transferência de carga for menor do que 25%.

$$X = \frac{(1 - \alpha)^{0,972}}{0,7561} \quad (3.7)$$

onde

α = Percentual de carga transferida pelas juntas;

X = Fator multiplicativo da tensão.

Utilizar valores de transferência maiores do que 25% no dimensionamento devem ser evitados, pois apesar de ser possível atingir valores maiores, eles variam com a temperatura e normalmente diminuem com a repetição de cargas.

Para fazer o dimensionamento do reforço, o tráfego aplicado no pavimento existente antes da construção do reforço deve ser convertido no tráfego equivalente utilizando o conceito do dano acumulativo da Hipótese de Miner.

O tráfego aplicado no reforço é dividido em intervalos para análise. A deterioração da placa existente em termos do SCI é calculada para cada intervalo de tráfego baseando-se no modelo de desempenho desenvolvido descrito na Seção 3.2.1.

Com o valor médio do SCI da placa existente durante cada intervalo de tráfego calcula-se o módulo de elasticidade efetivo da placa trincada utilizando a equação exposta. O novo módulo de elasticidade da placa base é utilizado para calcular a tensão no reforço para o intervalo de tráfego em questão. A abordagem do dano acumulativo da hipótese de Miner é utilizada para avaliar o comportamento do reforço.

O procedimento de dimensionamento proposto em [19] deu bons resultados quando comparado com os ensaios realizados pelo USACE. Incluir o trincamento progressivo da placa base devido à ação do tráfego e fazer ajustes para capacidade insuficiente de transferência de cargas das juntas revelaram-se muito importantes. Entretanto, mais estudos são necessários para definir as condições de interface dos reforços e para avaliar os ajustes devido à capacidade insuficiente de transferência de carga.

Comparando-se o modelo proposto com o modelo empírico do USACE, observou-se que a equação do reforço não aderido fornece soluções úteis, simples e conservativas. Para projetos grandes, particularmente se a pavimento existente for o elemento principal da capacidade estrutural, uma análise mais abrangente, como a apresentada nesta Seção, pode resultar em um dimensionamento melhor e mais econômico.

Segundo [19], há indícios para acreditar que os conceitos de construção do reforço parcialmente aderido poderiam permitir um reforço menos espesso do que a construção do não aderido. Entretanto, as condições da interface são pobremente entendidas e a equação existente do USACE aparenta dar muito crédito ao Reforço parcialmente aderido.

O método proposto poderia ser utilizado para fazer o dimensionamento de reforços perfeitamente aderido, entretanto mais trabalho na construção de aparatos para transferência de cargas ou na determinação de níveis de transferência de cargas apropriados para tais

reforços é necessário para que a melhoria da estrutura dos pavimentos aeroportuários com reforços aderidos seja viável.

A análise de reforços rígidos deve incluir o efeito da variação da rigidez e da resistência de cada camada, as condições de interface, transferência de cargas entre placas e os efeitos do trincamento progressivo na capacidade de suporte fornecida pelo pavimento existente ao reforço.

O método de dimensionamento proposto em [19] destina-se a selecionar a espessura de reforço capaz de resistir à fadiga imposta pelo tráfego, mas existem outras considerações que devem ser incluídas em uma análise completa do problema. Por exemplo, se o bombeamento de finos ocorreu abaixo da placa base, os vazios existentes debaixo da placa devem ser preenchidos e providências para controlar a drenagem devem ser tomadas. Pavimentos rígidos não são projetados para transpor buracos, e colocar um reforço em cima de uma placa que tem vazios e está bombeado finos não vai fornecer o resultado esperado.

Da mesma maneira, se o pavimento existente que for receber um reforço tiver áreas com falhas ou capacidade insuficiente de transferência de cargas, deverão ser feitos reparos nos defeitos observados e o aumento da capacidade de transferência de carga deve ser considerado prioridade ao reforço.

4 Projeto

4.1 Aeronave P-3 Orion

O P-3 Orion (Figura 4.1) é uma aeronave militar fabricada pela Lockheed desde 1961. Foi inicialmente concebido para a Marinha dos EUA como aeronave especializada em guerra anti-submarina e patrulhamento marítimo baseada em terra, mas também é utilizado em missões de busca e salvamento.



Figura 4.1: Aeronave P-3 Orion.

A aquisição do P-3 tem o objetivo de dotar a FAB de uma frota de aeronaves de patrulha marítima, destinadas a executar missões vinculadas às atividades de vigilância de áreas marítimas e de ataque contra alvos de superfície e submersos. Os P-3 serão utilizados principalmente em missões de patrulha marítima, para a proteção da Zona Econômica Exclusiva, controle de fronteiras e em missões de busca e salvamento.

As características da aeronave necessária para o dimensionamento do pavimento estão expostas na Tabela 4.1. Como não foi possível ter acesso ao manual da aeronave, os dados em questão foram retirados do programa LEDFAA disponibilizado pela FAA para dimensionamento de pavimentos.

Tabela 4.1: Características do P-3 Orion.

Peso Máximo (kg)	64.410,00
Peso Mínimo (kg)	28.040,00
Peso máximo no trem de pouso principal (%)	95,00
Nº de trens de pouso principais	2,00
Nº de rodas no trem de pouso	2,00
Espaçamento entre as rodas (cm)	60,96
Pressão do pneu (kPa)	1.310,00

A FAA também disponibiliza o COMFAA, que é um programa utilizado para o cálculo do ACN das aeronaves. A Tabela 4.2 indica os valores obtidos com o programa para o peso máximo e mínimo da aeronave. Esses valores variam de acordo com a classificação do solo, logo é necessário fazer a classificação do solo da BASV para saber qual valor deve ser utilizado.

Tabela 4.2: Valores do ACN do P-3 Orion.

Peso Max/Min (ton)	Valor do ACN para cada classe de subleito			
	A	B	C	D
64,41	43,7	45,6	47,3	48,7
28,04	16,2	17,1	18,0	18,7

4.2 Base Aérea de Salvador

A BASV fica localizada na cidade de Salvador junto ao Aeroporto Internacional de Salvador – Deputado Luís Eduardo Magalhães (ALEM) com o qual divide uma das duas pistas de pouso e decolagem, mas possui pátios diferentes (Figura 4.2). A Base possui dois pátios, um pátio militar e um pátio de autoridades. O pátio militar será utilizado para a operação da aeronave P-3.



Figura 4.2: Aeroporto Internacional e Base Aérea de Salvador.

Devido ao seu posicionamento estratégico e por já abrigar um esquadrão de patrulha marítima, a base foi escolhida para sediar grande parte da nova frota de aeronaves P-3 que está sendo adquirida pela FAB.

Com o intuito de verificar as condições do pátio militar, foi realizada uma visita à base para uma inspeção visual. Durante a visita, pode-se perceber que existem duas áreas com características bem diferentes (Figura 4.3).

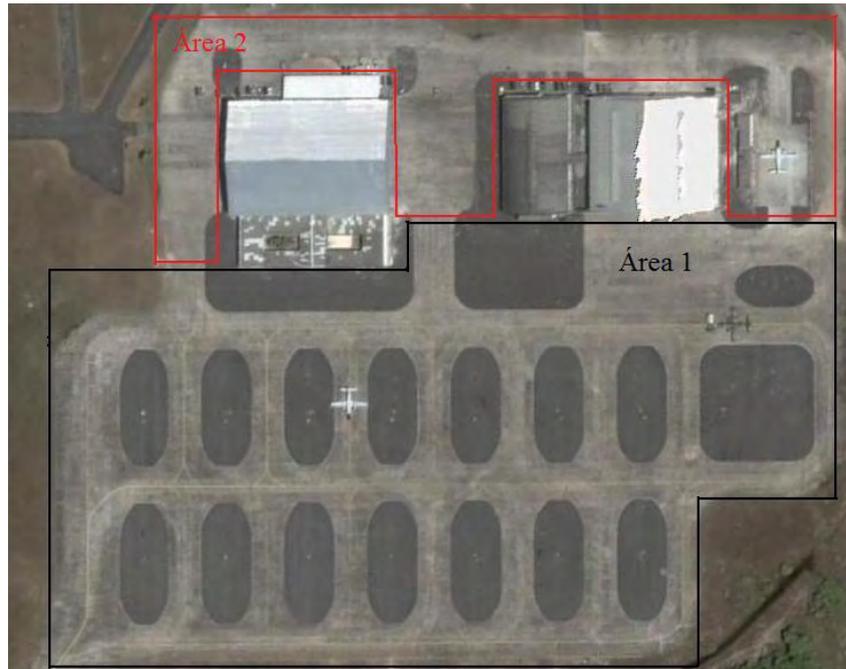


Figura 4.3: Identificação das área do pátio militar.

O pavimento rígido da área 1, contornada em preto, não apresenta nenhum defeito estrutural grave. O fator mais agravante são algumas trincas que aparentemente surgiram devido à tubulação de drenagem estar embaixo do pavimento, mas que não comprometem a capacidade estrutural do pavimento (Figura 4.4). As baías de asfalto não são operacionais, ou seja, não circulam aeronaves por cima, portanto não serão analisadas.



Figura 4.4: Trincas no pavimento rígido da área 1.

O estado do pavimento rígido da área 2, contornada em vermelho, é bem diferente. As placas de concreto são muito compridas, o que provocou o trincamento devido à dilatação térmica

(Figura 4.5). Como o pavimento é antigo, as trincas atingiram uma espessura muito elevada e isso impossibilita o aproveitamento desse pavimento. Outro problema notado foi a diferença de nível entre as placas, o que demonstra que as juntas não têm mais a capacidade de transmitir carga.



Figura 4.5: Trinca térmica no pavimento rígido da área 2.

Depois de identificar visualmente as condições de cada área, foi feita uma sondagem no pátio militar com a finalidade de identificar as espessuras, coletar materiais e verificar a resistência das camadas do pavimento. Foram feitos 16 furos nos locais indicados na Figura 4.6



Figura 4.6: Localização do furos de sondagem.

Em cada furo de sondagem utilizou-se a sonda rotativa para fazer um buraco na camada de concreto até chegar até a camada de sub-base. Com o trado retirou-se a camada de sub-base,

pois o DCP não consegue penetrar nessa camada e posteriormente cravou-se o DCP nas camadas do subleito. Após cravar o DCP ele é retirado e utiliza-se o trado para extrair o solo do subleito.

Conforme o solo foi sendo retirado, as profundidades foram anotadas de modo que ao final da sondagem obteve-se a espessura e amostras do solo de cada camada. As amostras são coletadas para que posteriormente realizem-se ensaios de laboratório. A espessura da placa de concreto (CCP) e da sub-base encontram-se na Tabela 4.3. Um detalhamento maior sobre a estratificação de cada furo pode ser observado no Anexo 1.

Tabela 4.3: Espessura das camadas nos furos de sondagem.

Furo	CCP (cm)	Sub-base (cm)
1	22,00	20,00
2	22,00	-
3	21,00	19,00
4	21,00	22,00
5	23,00	22,00
6	24,00	21,00
7	22,00	23,00
8	19,00	21,00
9	21,00	18,00
10	20,00	22,75
11	21,00	21,00
12	20,00	30,00
13	21,00	41,00
14	21,00	24,00
15	21,00	24,00
16	21,00	24,00

O DCP tem a finalidade de medir a resistência do solo à penetração. O equipamento consiste em uma haste metálica que penetra no solo sob ação de um martelo de aço de 8,0 kgf que é abandonado de uma altura de 575 mm. Os valores de penetração acumulada são anotados após cada golpe de modo que após o ensaio é construída a curva de penetração da haste no solo em função do número de golpes do martelo [20]. As curvas obtidas para cada furo de sondagem podem ser observadas no Anexo 2.

Para obter a resistência da placa de concreto, foram coletados dois corpos de prova que tiveram a resistência a compressão medida e forneceram os valores expostos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Resistência dos corpos de prova à compressão.

MPa	kgf/cm ²
55,00	560,84
48,00	489,46

Para a camada de sub-base não foi possível realizar nenhum ensaio para verificar a sua resistência, entretanto o material dessa camada, macadame hidráulico, é bem conhecido possibilitando uma estimativa razoável de sua resistência.

Outro aspecto importante que deve ser observado, além das características do pavimento, é o mix de aeronaves. O mix que operou nos últimos anos é importante, pois pode servir como um balizador na avaliação das condições do pavimento. Já o mix que é estimado para os anos seguintes tem papel fundamental para verificar se o pavimento atual consegue suportar as novas condições de tráfego ou se será necessário fazer alguma intervenção no pavimento, tais como reforço ou reconstrução.

Com relação ao histórico do mix de operações das aeronaves, conseguiram-se apenas os dados relativos ao ano de 2007 (Tabela 4.5).

Tabela 4.5: Mix de aeronaves em 2007.

Tipo de aeronave	Operações	Tipo de aeronave	Operações
A-319	7	T-27	266
A-29	93	AS-32	35
AS-50	95	B-707 (KC-137)	11
VC-96 (B-737)	15	VC-97 (E120)	49
C-115	6	U-42	4
C-130	46	VU-9	4
E-145	74	SH-3A	1
E-135	9	B06	21
C-95	470	LINX	4
H-25A/B	18	U-7	3
LJ35/55	33	F-5	18
AT-26 (M326)	82	E-105	1
P-95	52	AS-65	2
R-99	3		

Já em relação às expectativas futuras de como será a operação na base, foi informado que o pátio militar vai ficar apenas com o P-3 operando, pois a frota que a base espera receber deve esgotar toda a capacidade do pátio. Com base nas operações atuais, o esquadrão da base fez uma estimativa para o número de operação anuais até o ano de 2013 (Tabela 4.6).

Tabela 4.6: Estimativa para as operações anuais.

Ano	Nº de aeronaves	Decolagens anuais
2010	5	189
2011	7	409
2012	9	602
2013	9	630

5 Análise de dados

5.1 Sondagem

A análise dos dados da sondagem tem como objetivo obter os dados necessários para a avaliação e o dimensionamento do pavimento através dos dados coletados na sondagem. Isso será feito utilizando-se equações e através de pesquisa bibliográfica. Em posse dos dados, será feita uma análise estatística a fim de escolher valores que tenham grande representatividade em relação ao todo.

Os materiais coletados em campo foram levados para o laboratório para a realização de ensaios de granulometria, limite de liquidez e plasticidade. Os valores médios obtidos (Tabela 5.1) foram utilizados para fazer a classificação de acordo com os códigos do *Unified Soil Classification System* (USCS) que podem ser observados no Anexo 3.

Tabela 5.1: Resultado dos ensaios em laboratório.

GRANULOMETRIA										
% PASSANDO				RESUMO (%)				ÍNDICES FÍSICOS		
PENEIRAS				PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	LL	LP	IP
04	10	40	200					(%)	(%)	(%)
99,3	94,5	71,5	32,5	0,7	73,9	7,5	17,9	23	15	8

O solo foi classificado como SC que corresponde a uma mistura mal graduada de areia e argila. Sabe-se pela literatura que o valor esperado para o *California Bearing Ratio* (CBR) em campo desse tipo de solo é entre 10 e 20, entretanto uma estimativa melhor pode ser obtida utilizando a Equação 5.1 proposta em [21]

$$CBR = 2^{92} / DCP^{1,12} \quad (5.1)$$

onde

CBR = Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio*);

DCP = Razão média de penetração do DCP em mm/golpe.

Devido aos gráficos do DCP serem curvas, fica difícil estimar uma penetração média. Dessa maneira, optou-se por fazer uma regressão linear em cada curva de DCP e considerar o coeficiente angular como a razão média de penetração desde que o r^2 da reta fosse maior que 90%. Como todas as retas tiveram um r^2 elevado, todos os coeficientes angulares foram considerados. Os dados obtidos estão expostos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Valores de DCP, r^2 e CBR para cada furo.

Furo	CCP (cm)	Sub-base (cm)	DCP (mm/golpe)	r^2	CBR
1	22,00	20,00	-	-	-
2	22,00	-	8,02	0,99	28,37
3	21,00	19,00	18,26	0,99	11,29
4	21,00	22,00	17,99	0,99	11,48
5	23,00	22,00	5,91	0,98	39,91
6	24,00	21,00	15,80	0,93	13,27
7	22,00	23,00	22,59	0,96	8,89
8	19,00	21,00	7,20	0,96	31,99
9	21,00	18,00	5,05	0,94	47,60
10	20,00	22,75	7,13	0,94	32,35
11	21,00	21,00	-	-	-
12	20,00	30,00	21,40	0,91	9,45
13	21,00	41,00	9,30	0,99	24,03
14	21,00	24,00	6,77	0,93	34,31
15	21,00	24,00	12,47	0,99	17,29
16	21,00	24,00	11,27	0,99	19,37

Para fazer a análise é necessário adotar uma espessura de CCP, Sub-base e CBR para projeto que seja representativa. Sendo assim fez-se uma análise estatística da amostra e os valores da Tabela 5.3 foram adotados como sendo os de projeto para a espessura da placa de concreto, espessura da Sub-base e CBR do subleito.

Tabela 5.3: Valores de projeto.

CCP (cm)	Sub-base (cm)	CBR do subleito
20,00	18,00	18,00

O módulo de elasticidade do solo pode ser obtido através da relação módulo-CBR. No estudo feito pela Shell, tem-se que para um solo com a classificação SC uma relação igual a 58. Por questão de segurança, o valor adotado nesse trabalho para essa relação será 40. Essa redução

pode parecer muito brusca, mas a capacidade de suporte do solo do subleito não tem muita influência no dimensionamento da placa de concreto. Isso se deve à elevada rigidez do concreto que provoca um grande espalhamento na carga de modo que a magnitude das tensões na camada de subleito não seja crítica.

O módulo de elasticidade da placa de concreto pode ser calculado em função da resistência a compressão utilizando-se a Equação 5.2 do ACI. Entretanto, esse valor corresponde ao de uma placa em ótimas condições ($SCI = 100$). Devido à idade do pavimento, apesar de aparentemente ele estar em boas condições, é de se esperar que existam trincas na base do pavimento e micro fissuras que não podem ser vistas a olho nu. Dessa maneira, pode-se usar a Equação 3.6 para calcular o módulo de elasticidade do pavimento com um SCI de 80 e 50.

$$E_{CCP} = 15110 \times \sqrt{R_{CS}} \quad (5.2)$$

onde

E_{CCP} = Módulo de elasticidade do CCP em kgf/cm^2 ;

R_{CS} = Resistência à compressão simples do CCP em kgf/cm^2 .

A tensão máxima permitida em pavimentos rígidos é determinada pela resistência à tração na flexão. Esse valor pode ser determinado com o ensaio de ruptura da viga seguindo as especificações apresentadas em [7]. Apesar de não ser possível fazer esse ensaio para o pavimento em questão, na literatura existem duas equações que correlacionam a resistência à compressão simples com a resistência à tração na flexão. A Equação 5.3 da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), com unidade em MPa, e a Equação 5.4 proposta em [22], com unidades em PSI.

$$R_{TF} = 0,56 \times (R_{CS})^{\left(\frac{1}{1,67}\right)} \quad (5.3)$$

$$R_{TF} = 9 \times \sqrt{R_{CS}} \quad (5.4)$$

onde

R_{TF} = Resistência à tração na flexão;

R_{CS} = Resistência à compressão simples.

Como não se tem nenhuma referência sobre qual equação seria mais adequada para uso, optou-se por fazer a análise considerando as duas equações para observar a diferença proveniente dessa consideração.

Outro dado que é utilizado na análise é o coeficiente de Poisson, entretanto nenhum dos ensaios realizados em campo ou laboratório permite que o coeficiente seja calculado. Dessa maneira, optou-se por utilizar os valores recomendados em [23] para tal parâmetro.

Nenhum ensaio foi feito na camada de sub-base que é constituída pelo macadame hidráulico. Como o material é bem conhecido, foi possível estimar o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. A espessura da camada de subleito também foi estimada.

As Tabelas Tabela 5.4, Tabela 5.5 e Tabela 5.6 trazem os valores adotados para projeto em três cenários diferentes, o primeiro com um SCI igual a 100, o segundo com um SCI igual a 80 e o terceiro com um SCI igual a 50. Esses valores são utilizados para o cálculo do PCN.

Tabela 5.4: Valores adotados para SCI igual a 100 (análise 1).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	M
CCP	20	320000	0,15
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.5: Valores adotados para SCI igual a 80 (análise 2).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	M
CCP	20	240000	0,15
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.6: Valores adotados para SCI igual a 50 (análise 3).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	M
CCP	20	130000	0,15
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

5.2 Cálculo do PCN

Para o cálculo do PCN do pavimento foi utilizado o programa PCN. Ele é composto por três sub-rotinas, sendo que a primeira (G) recebe as informações básicas comuns ao pavimento em análise (número de camadas, tipo de pavimento, tipo da análise). Na segunda (P), onde são inseridos os dados do pavimento (espessura, natureza e propriedades dos materiais de cada camada). A terceira (T) salva os dados, exportando-os para os demais programas que compõem o programa PCN, e aciona a execução do PCNFLAPS.FOR [18]. O método adotado pelo PCNFLAPS.FOR para os cálculos de tensões e deformações é o método das camadas finitas conforme citado na Seção 3.1.

O cálculo do PCN do pavimento rígido existente foi feito para nove cenários. Supondo a condição de aderência perfeita, as análises foram feitas para os cenários expostos nas Tabelas Tabela 5.4: Valores adotados para SCI igual a 100 (análise 1)., Tabela 5.5: Valores adotados para SCI igual a 80 (análise 2). e Tabela 5.6: Valores adotados para SCI igual a 50 (análise 3).. Entretanto, a hipótese de que haja aderência perfeita entre as camadas pode não retratar a realidade, portanto foram feitas seis análises supondo a condição de aderência parcial.

Para realizar essa análise utilizou-se uma camada fictícia com características semelhantes a de um óleo, ou seja, um módulo de elasticidade baixo (100 kgf/cm^2) e um coeficiente de Poisson elevado (0,49). Outra característica que deve ser considerada é a espessura da camada fictícia de óleo. Como não se sabe a espessura ideal que deve ser adotada para representar a condição de aderência parcial e a influência que a espessura da camada fictícia pode exercer sobre a análise, foram consideradas duas espessuras distintas, uma de um milímetro e outra de cinco milímetros.

Dessa forma, foram analisados mais seis cenários semelhantes aos da hipótese de aderência perfeita. Três incluindo a camada fictícia de um milímetro entre a placa de concreto e a camada de sub-base (Tabelas Tabela 5.7, Tabela 5.8 e Tabela 5.9) e mais três incluindo a camada fictícia de cinco milímetros entre a placa de concreto e a sub-base (Tabelas Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12).

Tabela 5.7: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 100 (análise 4).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	μ
CCP	20	320000	0,15
Óleo	0,1	100	0,49
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.8: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 80 (análise 5).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	μ
CCP	20	240000	0,15
Óleo	0,1	100	0,49
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.9: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 50 (análise 6).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	μ
CCP	20	130000	0,15
Óleo	0,1	100	0,49
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.10: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 100 (análise 7).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	μ
CCP	20	320000	0,15
Óleo	0,5	100	0,49
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.11: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 80 (análise 8).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	μ
CCP	20	240000	0,15
Óleo	0,5	100	0,49
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Tabela 5.12: Camada fictícia de 0, 1 e SCI igual a 50 (análise 9).

	h (cm)	E (kgf/cm ²)	μ
CCP	20	130000	0,15
Óleo	0,5	100	0,49
SB	18	1500	0,35
SL	1000	720	0,40

Para o cálculo do PCN foi adotado um número de coberturas igual a 10000, um *Joint Deflection Ratio* (JDR) igual a 0,9 e um SCI terminal admissível de 50. O JDR tem a finalidade de avaliar o grau de transferência de carga nas juntas. A Tabela 5.13 mostra o resultado da observação de rodovias no Texas, no que diz respeito à interpretação que se pode dar ao JDR.

Tabela 5.13: Avaliação estrutural das juntas.

Transferência de carga	JDR
Completa	0,90 - 1,00
Parcial	0,21 - 0,89
Nula	0 - 0,20

O programa calcula o PCN conforme os seguintes passos:

1. Cálculo da resistência à compressão a partir do módulo de elasticidade utilizando a Equação 5.2;
2. Cálculo da resistência à tração na flexão a partir da resistência a compressão simples utilizando a Equação 5.3 ou 5.4;
3. Cálculo da porcentagem à tração na flexão que pode ser solicitada utilizando as Equações 3.3 e 3.4 e obedecendo as restrições de 10000 coberturas e SCI terminal admissível de 50;
4. Cálculo do parâmetro X para a condição de JDR igual a 0,9 utilizando a Equação 3.7;
5. Divisão da porcentagem da resistência à tração na flexão pelo parâmetro X;
6. Cálculo da carga crítica admissível através de interpolação com os dados fornecidos pelo programa PCNFLAPS.FOR;
7. Cálculo do PCN como o dobro da carga crítica admissível em toneladas.

Os valores de PCN obtidos (Tabela 5.14) apresentaram uma variação desprezível devido à consideração de aderência perfeita ou aderência parcial.

Tabela 5.14: Valor do PCN correspondente as análises de 1 a 9.

Análise	Aderência	PCN
1	perfeita	17
2	perfeita	12
3	perfeita	5
4	parcial (0,1)	17
5	parcial (0,1)	12
6	parcial (0,1)	5
7	parcial (0,5)	17
8	parcial (0,5)	12
9	parcial (0,5)	5

Conforme exposto na Seção 4.1, o valor do ACN da aeronave é 46 para um solo com resistência de subleito média, que é o caso do solo do pátio militar da BASV. Comparando-se com o valor do PCN obtido, constata-se que o pavimento não tem condições de receber a aeronave e que será necessário elaborar um projeto de reforço no pavimento para elevar o seu PCN e possibilitar a operação da aeronave P-3 Orion.

Para saber qual seria a espessura de pavimento necessária para a operação da aeronave, foram feitas simulações aumentando gradativamente a espessura do pavimento existente até que o valor do PCN calculado pelo programa fosse igual ao ACN da aeronave. Esse procedimento foi feito para seções com características iguais as das Tabelas Tabela 5.4 e Tabela 5.5 com exceção da espessura da placa de concreto. Dessa forma, constatou-se que seria necessário uma placa de concreto com 33 e 39 centímetros respectivamente.

5.3 Dimensionamento do Reforço

O dimensionamento do reforço foi realizado utilizando-se as duas metodologias expostas na Seção 3.4, ou seja, a metodologia com abordagem empírica e a metodologia com abordagem mecanística. A finalidade desse procedimento é comparar as espessuras obtidas através de métodos de dimensionamento diferentes.

Para o dimensionamento utilizando a metodologia empírica, aplicou-se a Equação 3.5. O valor utilizado para a espessura do pavimento existente foi o da Tabela 5.3 e o valor utilizado para a espessura de pavimento novo equivalente foi o calculada na Seção 5.2 como sendo a espessura de pavimento que forneceria um PCN igual ao ACN da aeronave.

O dimensionamento empírico foi feito para as três condições de interface (perfeitamente aderida, parcialmente aderida e não aderida). Para a condição estrutural do pavimento existente, foram feitas duas hipóteses. Na primeira, o pavimento tinha pequenas trincas ou nenhuma trinca estrutural, o que equivaleria dizer que o SCI do pavimento é igual a 100 (Tabela 5.15). Na segunda, o pavimento tinha poucas trincas estruturais, mas não apresentava desgaste progressivo, o que equivaleria dizer que o SCI do pavimento é igual a 80 (Tabela 5.16).

Tabela 5.15: Dimensionamento empírico do reforço para SCI inicial de 100.

n	C	h_b (cm)	h_{eq} (cm)	h_o (cm)
1,00	1,00	20,00	33,00	13,00
1,40	1,00	20,00	33,00	20,23
2,00	1,00	20,00	33,00	26,25

Tabela 5.16: Dimensionamento empírico do reforço para SCI inicial de 80.

n	C	h_b (cm)	h_{eq} (cm)	h_o (cm)
1,00	0,75	20,00	39,00	24,00
1,40	0,75	20,00	39,00	30,40
2,00	0,75	20,00	39,00	34,94

Antes de iniciar o dimensionamento do reforço utilizando a abordagem mecânica, é necessário definir previamente os parâmetros abaixo. Os valores que foram adotados nas análises realizadas estão apresentados entre parênteses.

- Percentual da vida restante do pavimento base até o início do trincamento (50%, 25% ou 0%);
- Equação que será utilizada para calcular a resistência à tração na flexão (5.3 ou 5.4);
- Valor do JDR do pavimento base (0,9 ou 0,4);
- Condição final aceitável de SCI (50);
- Condição de aderência entre as duas primeiras camadas (Perfeita, Parcial (0,1) ou Parcial (0,5));
- Módulo de elasticidade inicial da placa de concreto do pavimento base (320000 ou 240000).

O dimensionamento do reforço utilizando a abordagem mecânica pode ser dividido em quatro etapas:

1. Estabelecer a curva de desempenho do pavimento existente;
2. Subdividir a curva de desempenho do pavimento existente;
3. Calcular o dano acumulado no reforço;

4. Determinar a espessura de reforço necessária.

A curva de desempenho do pavimento existente deve ser determinada para as novas condições de tráfego após a construção do reforço. A Tabela 5.17 mostra as espessuras de reforço preestabelecidas para os casos de aderência perfeita e parcial.

Tabela 5.17: Espessura preestabelecida do Reforço.

Aderência	Perfeita	Parcial
	11,0	19,0
Espessura do Reforço	13,0	22,5
	15,0	26,0
	17,0	29,5
	19,0	33,0

Em cada espessura preestabelecida, calcula-se a tensão à tração provocada no fundo da placa do pavimento base por cada aeronave. A partir dessas tensões, o número de coberturas para iniciar o trincamento (C_o) e o número de coberturas até o trincamento completo da placa de concreto (C_f) são calculados para cada espessura.

Dividindo a quantidade anual estimada de coberturas de cada aeronave por C_o obtém-se o percentual de coberturas que determinada aeronave utilizou durante um ano. O número de anos até atingir a condição de C_o é obtido somando o percentual de cada aeronave e calculando o seu inverso. A Tabela 5.18 apresenta o procedimento para o caso particular de 50% de vida restante, equação 5.3, $JDR = 0,9$, $SCI = 50$, aderência parcial (0,1) e $E = 320000$.

Em seguida, a curva de desempenho do pavimento existente para cada espessura é subdividida em seis intervalos de tempo. O primeiro intervalo corresponde ao tempo entre a execução do reforço (m_o) e o início do trincamento da placa base (T_o). Entre T_o e o trincamento completo da placa base (T_f), a curva de desempenho é dividida em cinco intervalos iguais do logaritmo do tempo. Dessa forma, é possível considerar a deterioração da placa base com o tempo, ou seja, o decaimento do módulo de elasticidade da placa base com o tempo. Isso é feito utilizando a Equação 3.6 e o valor médio do SCI no intervalo de tempo em questão. Os intervalos de tempo serão utilizados no cálculo do dano cumulativo no reforço dentro desse intervalo de tempo. A Tabela 5.19 apresenta os valores obtidos para o caso apresentado na Tabela 5.18.

Com a curva de desempenho do pavimento base determinada, o dano nas espessuras preestabelecidas de reforço pode ser calculado. O procedimento consiste em calcular a tensão à tração no fundo do reforço, obter os valores de C_o e C_f e calcular o dano acumulado até o início do trincamento (DAM_o) e até a falha completa (DAM_f) do reforço para cada intervalo de tempo. Esse procedimento é feito para cada espessura preestabelecida de reforço. A Tabela 5.20 apresenta os valores obtidos para a espessura preestabelecida de 19 cm do caso apresentado na Tabela 5.18.

Tabela 5.18: Dados para a obtenção da curva de desempenho do pavimento existente.

Espessura do Reforço (cm)	Aeronave de projeto (2)	Tráfego anual (3)	P/C (4)	Tensão de tração			DR _o			DR _f			Vida restante	
				(kgf/cm ²) (5)	C _o (Coberturas) (6)	DR _o (Dano/ano) (7)	To (anos) (8)	C _f (Coberturas) (9)	DR _f (Dano/ano) (10)	Tf (anos) (11)	m _o (anos) (12)	m _o (anos) (13)		
19	P-3	630	3,53	26,44	9,46E+03	1,89E-02	5,30E+01	3,98E+04	4,48E-03	2,23E+02	50	2,65E+01		
22,5	P-3	630	3,53	22,03	1,09E+05	1,63E-03	6,13E+02	4,72E+05	3,78E-04	2,65E+03	50	3,07E+02		
26	P-3	630	3,53	18,39	2,00E+06	8,93E-05	1,12E+04	8,88E+06	2,01E-05	4,98E+04	50	5,60E+03		
29,5	P-3	630	3,53	15,46	5,60E+07	3,19E-06	3,14E+05	2,57E+08	6,94E-07	1,44E+06	50	1,57E+05		
33	P-3	630	3,53	13,12	2,33E+09	7,64E-08	1,31E+07	1,11E+10	1,60E-08	6,24E+07	50	6,54E+06		

DEFINIÇÕES:

P/C = Relação passagem por cobertura

C_o = Nível de cobertura onde o SCI diminui de 100 (início do trincamento)

C_f = Nível de Cobertura onde o SCI iguala 0 (trincamento completo)

DR_o = Dano acumulado até o início do trincamento

DR_f = Dano acumulado até o trincamento completo

T_o = Tempo em anos até o início do trincamento

T_f = Tempo em anos até o trincamento completo

m_o = Tempo entre a execução do Reforço e o início do trincamento da placa base

(5) = Tensão à tração calculada no fundo da placa base

(6) = C_o calculado utilizando a tensão em (5)

(7) = (3)/(6)/(4)

(8) = 1,0/(7) = 1,0/DR_o

(9) = C_f calculado utilizando a tensão em (5)

(10) = (3)/(9)/(4)

(11) = 1,0/(10) = 1,0/DR_f

(13) = (12)x(8)

Tabela 5.19: Intervalos de tempo para as espessuras preestabelecidas.

Espessura do Reforço (cm)	Tempo decorrido até o início de cada intervalo (anos)							Tempo entre intervalos (anos)					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(2)-(1)	(3)-(2)	(4)-(3)	(5)-(4)	(6)-(5)	(7)-(6)
11	0,00E+00	2,65E+01	4,42E+01	6,77E+01	9,91E+01	1,41E+02	1,97E+02	2,65E+01	1,77E+01	2,35E+01	3,14E+01	4,18E+01	5,57E+01
13	0,00E+00	3,07E+02	5,15E+02	7,94E+02	1,17E+03	1,67E+03	2,34E+03	3,07E+02	2,08E+02	2,79E+02	3,74E+02	5,01E+02	6,70E+02
15	0,00E+00	5,60E+03	9,49E+03	1,47E+04	2,18E+04	3,13E+04	4,42E+04	5,60E+03	3,89E+03	5,24E+03	7,07E+03	9,52E+03	1,28E+04
17	0,00E+00	1,57E+05	2,69E+05	4,20E+05	6,26E+05	9,05E+05	1,28E+06	1,57E+05	1,12E+05	1,52E+05	2,06E+05	2,79E+05	3,79E+05
19	0,00E+00	6,54E+06	1,13E+07	1,79E+07	2,68E+07	3,91E+07	5,58E+07	6,54E+06	4,80E+06	6,55E+06	8,96E+06	1,22E+07	1,67E+07

Tabela 5.20: Cálculo do dano acumulado para a espessura de 19 cm.

Espessura do Reforço (cm)	intervalo de tempo (anos)	SCI médio	Módulo de elasticidade (kgf/cm ²)	Tráfego anual	P/C	Tensão de tração (kgf/cm ²)	C _o (Coberturas)	D _o (Dano/ano)	DAM _o (anos)	C _f (Coberturas)	D _f (Dano/ano)	DAM _f (anos)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
19	26,51	100	320000	630	3,53	20,27	3,91E+05	1,21E-02	1,21E-02	1,71E+06	2,77E-03	2,77E-03
	17,65	90	279122	630	3,53	21,23	1,90E+05	1,66E-02	2,87E-02	8,25E+05	3,82E-03	6,59E-03
	23,53	70	203238	630	3,53	23,53	4,29E+04	9,79E-02	1,27E-01	1,83E+05	2,29E-02	2,95E-02
	31,37	50	136084	630	3,53	26,52	9,12E+03	6,14E-01	7,41E-01	3,83E+04	1,46E-01	1,75E-01
	41,81	30	77662	630	3,53	30,81	1,67E+03	4,47E+00	5,21E+00	6,90E+03	1,08E+00	1,26E+00
	55,73	10	27971	630	3,53	38,80	1,92E+02	5,17E+01	5,69E+01	7,78E+02	1,28E+01	1,40E+01

DEFINIÇÕES:

D_o = Dano no intervalo de tempo em análise até o início do trincamento

D_f = Dano no intervalo de tempo em análise até o trincamento completo

DAM_o = Dano acumulado até o intervalo de tempo em análise para o início do trincamento

DAM_f = Dano acumulado até o intervalo de tempo em análise para o trincamento completo

(7) = Tensão à tração calculada no fundo da placa de reforço

(8) = C_o calculado utilizando a tensão em (7)

(9) = (2)X((5)/(8))/(6)

(10) = D_o acumulado até intervalo em questão

(11) = C_f calculado utilizando a tensão em (7)

(12) = (2)X((5)/(11))/(6)

(13) = D_f acumulado até o intervalo em questão

Com os valores de DAM_o e DAM_f para cada intervalo de tempo de uma espessura determinada de reforço, pode-se obter o ano em que ocorrerá o início do trincamento e o ano em que ocorrerá a falha completa. Isso é feito construindo-se um gráfico do logaritmo do dano acumulado pelo tempo e obtendo os valores de tempo correspondentes a $DAM_o = 1$ (SCI = 100) e a $DAM_f = 1$ (SCI = 0) por interpolação linear entre os 2 pontos mais próximos que contém o valor buscado em seu intervalo. O SCI do pavimento decai linearmente com o logaritmo do tempo, dessa forma é possível obter o tempo necessário para o reforço atingir uma condição de SCI desejada com os valores do tempo para $DAM_o = 1$ e $DAM_f = 1$.

Especificando o SCI desejado, consegue-se obter o tempo necessário até o reforço preestabelecido atingir essa condição de SCI. O gráfico da espessura do reforço pelo logaritmo do tempo é construído utilizando os valores calculados para as cinco espessuras de reforço preestabelecidas. Observando o gráfico, percebe-se que os pontos têm uma tendência linear. Fazendo a regressão linear, obteve-se a equação da espessura do reforço pelo logaritmo do tempo. Com essa equação, é possível obter a espessura do reforço para o tempo de projeto desejado. O gráfico e a equação obtida para o caso apresentado na Tabela 5.18 podem ser observados na Figura 5.1.

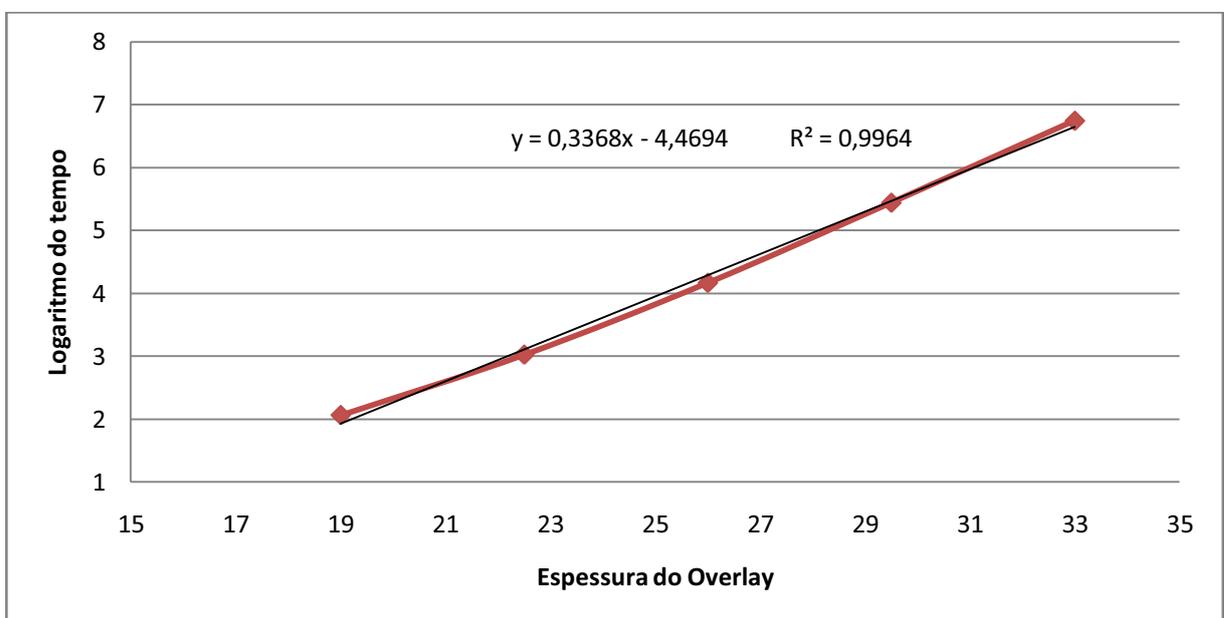


Figura 5.1: Gráfico do Log do tempo pela espessura do Reforço.

A Tabela 5.21 mostra todas as análises realizadas e a espessura obtida para cada análise. Os parâmetros variam devido à incerteza que se tem em relação a qual seria o melhor valor a ser adotado. As incertezas em relação à aderência e à equação para o cálculo do RTF são devido a dúvidas de como seria a melhor maneira de se utilizar o modelo. Já as incertezas associadas ao E inicial, vida restante e JDR são devido às informações que se tinha do pavimento. Devido a isso foram feitas várias análises com a finalidade de mensurar a influência dos parâmetros na espessura do reforço. As espessuras foram obtidas para uma vida de projeto de 20 anos.

Tabela 5.21: Resultado das análises do dimensionamento do Reforço.

E inicial	Aderência	Vida restante %	RTF	JDR	SCI	h (cm)
320000	perfeita	50	5.3	0,9	50	9,578
320000	parcial (0,1)	50	5.3	0,9	50	17,163
320000	parcial (0,5)	50	5.3	0,9	50	19,824
320000	perfeita	25	5.3	0,9	50	9,711
320000	parcial (0,1)	25	5.3	0,9	50	17,364
320000	parcial (0,5)	25	5.3	0,9	50	20,008
320000	perfeita	0	5.3	0,9	50	9,857
320000	parcial (0,1)	0	5.3	0,9	50	17,440
320000	parcial (0,5)	0	5.3	0,9	50	20,587
240000	perfeita	0	5.3	0,9	50	14,145
240000	parcial (0,1)	0	5.3	0,9	50	22,682
240000	parcial (0,5)	0	5.3	0,9	50	30,652
320000	perfeita	50	5.4	0,9	50	10,978
320000	parcial (0,1)	50	5.4	0,9	50	18,356
320000	parcial (0,5)	50	5.4	0,9	50	21,799
320000	perfeita	25	5.4	0,9	50	11,125
320000	parcial (0,1)	25	5.4	0,9	50	18,561
320000	parcial (0,5)	25	5.4	0,9	50	21,968
320000	perfeita	0	5.4	0,9	50	11,287
320000	parcial (0,1)	0	5.4	0,9	50	18,698
320000	parcial (0,5)	0	5.4	0,9	50	22,528
240000	perfeita	0	5.4	0,9	50	14,757
240000	parcial (0,1)	0	5.4	0,9	50	23,397
240000	parcial (0,5)	0	5.4	0,9	50	31,534
320000	perfeita	50	5.3	0,4	50	11,860
320000	parcial (0,1)	50	5.3	0,4	50	19,851
320000	parcial (0,5)	50	5.3	0,4	50	21,396
320000	perfeita	25	5.3	0,4	50	11,963
320000	parcial (0,1)	25	5.3	0,4	50	19,976
320000	parcial (0,5)	25	5.3	0,4	50	21,658
320000	perfeita	0	5.3	0,4	50	12,074

320000	parcial (0,1)	0	5.3	0,4	50	20,115
320000	parcial (0,5)	0	5.3	0,4	50	21,978
240000	perfeita	0	5.3	0,4	50	18,913
240000	parcial (0,1)	0	5.3	0,4	50	24,522
240000	parcial (0,5)	0	5.3	0,4	50	30,646
320000	perfeita	50	5.4	0,4	50	13,924
320000	parcial (0,1)	50	5.4	0,4	50	21,135
320000	parcial (0,5)	50	5.4	0,4	50	23,093
320000	perfeita	25	5.4	0,4	50	14,070
320000	parcial (0,1)	25	5.4	0,4	50	21,276
320000	parcial (0,5)	25	5.4	0,4	50	23,332
320000	perfeita	0	5.4	0,4	50	14,231
320000	parcial (0,1)	0	5.4	0,4	50	21,433
320000	parcial (0,5)	0	5.4	0,4	50	23,702
240000	perfeita	0	5.4	0,4	50	19,706
240000	parcial (0,1)	0	5.4	0,4	50	25,143
240000	parcial (0,5)	0	5.4	0,4	50	31,493

6 Discussão dos Resultados

Os resultados finais obtidos foram os valores de PCN do pavimento existente (Tabela 5.14) e as espessuras do reforço para uma vida de projeto de 20 anos (Tabela 5.21). Entretanto, para se ter uma boa visão dos resultados, é necessário avaliar as hipóteses que foram feitas no decorrer do trabalho e os dados disponíveis.

Na Seção 4.1 são expostas as informações referentes à aeronave e não existem motivos para acreditar que as informações não sejam fidedignas. Na Seção 4.2 são expostos os dados obtidos nos ensaios realizados no pátio militar da BASV e informações sobre o mix de aeronaves.

As informações referentes às espessuras das camadas de solo nos furos de sondagem são confiáveis, já as referentes à resistência das camadas foram obtidas de uma maneira muito precária. Não é possível se basear nos valores fornecidos por apenas dois corpos de prova de concreto para estimar o módulo de elasticidade da placa de concreto, pois a quantidade amostrada é muito pequena em relação à área que está sendo avaliada. Outro aspecto importante em relação à camada de concreto é que não foi feito nenhum ensaio que permitisse avaliar o JDR. Dessa maneira, foi feita a suposição de dois cenários, um com o JDR bom e outro com o JDR ruim.

O módulo de elasticidade da camada de sub-base teve que ser estimado usando a literatura, pois não foi realizado nenhum ensaio nessa camada. O módulo de elasticidade do subleito foi medido pela cravação do DCP que foi realizada em cada furo de sondagem. Apesar de se ter uma boa quantidade de curvas de DCP, elas continuam sendo insuficientes para fornecer uma caracterização adequada do solo do pátio militar.

A vida restante do pavimento poderia ser razoavelmente estimada comparando os dados referentes à resistência do pavimento com o histórico do mix de aeronaves. Entretanto, os dados referentes ao mix de aeronaves são muito pobres. O único mix de aeronaves disponível é o referente ao ano de 2007 e não se tem dados sobre a idade do pavimento.

Comparando os valores de PCN obtidos na Tabela 5.14 com o mix de aeronaves exposto na Tabela 4.5 observa-se que o valor mais coerente é o $PCN = 17$, que é relativo à análise na qual o módulo de elasticidade do concreto é considerado como 320000 kgf/cm^2 . Os outros

valores fornecidos foram muito baixos e caso o pavimento tivesse um PCN correspondente àqueles valores, esperava-se que a condição de conservação do pavimento estivesse pior.

Adotando o valor do PCN do pavimento como 17 e comparando com o ACN da aeronave (46), nota-se que o ACN é muito maior do que o PCN e devido a isso a aeronave não poderá operar sem que sejam feitas restrições de peso e frequência. Devido às características das operações que devem ser feitas com a aeronave, não convém que haja restrições nas operações.

A espessura necessária para reforçar o pavimento de modo que a aeronave possa operar sem restrições foi calculada para diferentes condições iniciais do pavimento (Tabela 5.21). Fazendo uma comparação entre as espessuras obtidas, observa-se que nos casos expostos na Tabela 6.1 os resultados não estão condizentes, pois ao diminuir o valor do JDR mantendo todos os outros parâmetros constantes, espera-se que a espessura do pavimento aumente em vez de diminuir.

Tabela 6.1: Resultados incoerentes fornecidos pelo modelo

E inicial	Aderência	Vida restante %	RTF	JDR	SCI	h (cm)
240000	parcial (0,5)	0	5.3	0,9	50	30,652
240000	parcial (0,5)	0	5.3	0,4	50	30,646
240000	parcial (0,5)	0	5.4	0,9	50	31,534
240000	parcial (0,5)	0	5.4	0,4	50	31,493

Como os casos de aderência perfeita têm dificuldades de serem reproduzidos na prática por motivos construtivos, e os de aderência parcial (0,5) apresentaram resultados incoerentes, os casos considerados para obter a espessura do reforço foram os de aderência parcial (0,1) apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2: Casos adotados para o cálculo da espessura do reforço do pavimento.

E inicial	Aderência	Vida restante %	RTF	JDR	SCI	h (cm)
320000	parcial (0,1)	50	5.3	0,9	50	17,163
320000	parcial (0,1)	25	5.3	0,9	50	17,364
320000	parcial (0,1)	0	5.3	0,9	50	17,440
240000	parcial (0,1)	0	5.3	0,9	50	22,682
320000	parcial (0,1)	50	5.4	0,9	50	18,356
320000	parcial (0,1)	25	5.4	0,9	50	18,561
320000	parcial (0,1)	0	5.4	0,9	50	18,698
240000	parcial (0,1)	0	5.4	0,9	50	23,397
320000	parcial (0,1)	50	5.3	0,4	50	19,851
320000	parcial (0,1)	25	5.3	0,4	50	19,976
320000	parcial (0,1)	0	5.3	0,4	50	20,115
240000	parcial (0,1)	0	5.3	0,4	50	24,522
320000	parcial (0,1)	50	5.4	0,4	50	21,135
320000	parcial (0,1)	25	5.4	0,4	50	21,276
320000	parcial (0,1)	0	5.4	0,4	50	21,433
240000	parcial (0,1)	0	5.4	0,4	50	25,143

Para analisar a sensibilidade do método de dimensionamento do reforço em relação a cada parâmetro, foi calculada a média das diferenças na espessura devido à variação dos parâmetros isoladamente (Tabela 6.3).

Tabela 6.3: Diferença média na espessura devido à variação dos parâmetros.

E inicial	Vida restante %	RTF	JDR
4,514	0,148	1,111	2,474

Observando a variação devido ao percentual da vida restante do pavimento base até o início do trincamento, nota-se que a variação na espessura do reforço é pequena se comparada com a variação devido à equação utilizada para o cálculo do RTF, ao valor inicial do módulo de elasticidade da placa de concreto e ao valor do JDR adotado.

Como não há nada que possa ser feito para eliminar a incerteza em relação à equação que deve ser utilizada para o cálculo do RTF, optou-se por adotar o valor que favorecesse a segurança. A incerteza que se tem em relação ao JDR é devido ao fato de não ter sido feita nenhuma medição desse parâmetro no pavimento. A variação de espessura entre o caso de JDR bom e JDR ruim é aproximadamente 2,5 centímetros.

Observando os valores da Tabela 6.3, nota-se que o fator que tem mais influência na variação da espessura é a incerteza do módulo de elasticidade do pavimento. A diferença média entre

as espessuras do reforço considerando o módulo de elasticidade de 320000 kgf/cm² e 240000 kgf/cm² é de aproximadamente 4,5 centímetros.

Conforme [24], o custo de execução do pavimento de concreto sobre plataforma de terraplenagem é de aproximadamente R\$ 600,00 por metro cúbico. A área de pavimento rígido do pátio militar é de aproximadamente 35500 metros quadrados. Multiplicando a diferença média da espessura devido à variação de um parâmetro pelo custo de execução do pavimento e pela área do pátio, tem-se o impacto econômico gerado pela incerteza do parâmetro. A Tabela 6.4 mostra o impacto econômico gerado pela incerteza dos parâmetros da Tabela 6.3.

Tabela 6.4: Impacto econômico gerado pela incerteza.

E inicial	Vida restante %	RTF	JDR
R\$ 961.515,45	R\$ 31.427,11	R\$ 236.581,00	R\$ 526.924,65

Somando os gastos provenientes da incerteza do JDR e do módulo de elasticidade tem-se aproximadamente uma diferença de R\$ 1400000,00. Essas incertezas poderiam ser evitadas caso o FWD fosse utilizado para medir o módulo de elasticidade do pavimento e o JDR.

Tendo em vista todos os fatores comentados acima, a espessura recomendada para o reforço é de 25,5 cm. Entretanto, caso fosse utilizado o FWD para fazer a avaliação do pavimento existente da BASV e se constatasse que o pavimento está em boas condições, essa espessura poderia ser reduzida para 18,5 cm o que representaria uma economia de aproximadamente R\$ 1500000,00.

7 Conclusão

Comparando os valores de PCN obtidos com o valor do ACN da aeronave, constata-se que o pavimento rígido do pátio militar da BASV não tem capacidade estrutural para suportar operações freqüentes e sem restrição de peso da aeronave P-3 Orion. Entretanto, pode ser feito um reforço no pavimento para que ele se adeqüe as condições necessárias.

O dimensionamento do reforço foi feito pelo método mecanístico, pois ele possibilita uma análise mais detalhada do pavimento. Devido à sondagem ter sido feita de uma maneira precária, alguns parâmetros necessários para o dimensionamento tiveram que ser estimados. Analisando a influência dos parâmetros na espessura do reforço, verificou-se que a variabilidade era grande de modo que a diferença do custo de execução do pior para o melhor caso é de aproximadamente R\$ 1500000,00, o que corresponde a quase 40% do custo de execução do melhor caso.

Devido à sensibilidade do dimensionamento, é provável que a espessura obtida seja antieconômica o suficiente para justificar a realização de uma nova sondagem no pavimento utilizando equipamentos mais modernos como o FWD. Com este equipamento é possível medir com precisão os dois parâmetros que mais contribuíram para a variabilidade da espessura (JDR e Módulo de elasticidade). Conseqüentemente, seria possível fazer um dimensionamento mais econômico caso seja comprovado que a condição do pavimento é melhor do que a suposta neste trabalho.

Referências Bibliográficas

- [1]. BARLING, J. M. Concrete and airport pavements. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Transport**, Telford, v.123, n. 4, p. 226-233, 1997.
- [2]. SYMPOSIUM ON AIRCRAFT PAVEMENT DESIGN, 1970, London. **Proceedings...** London: Institution of Civil Engineers, 1971. 113 p.
- [3]. BOOKER, J. R.; SMALL, J. C. Finite layer analysis of consolidation. **Intern. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.6, p.151-94, 1982.
- [4]. YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**. 2. ed. New York, NY: Wiley, c1975. 711 p.
- [5]. RODRIGUES, R. M. **Projeto de pavimento**. São José dos Campos: Instituto Tecnológico de Aeronáutica / Divisão de Engenharia Civil Aeronáutica, 2007. (Apostila)
- [6]. SMITH, K.; ROESLER, J. R. Review of fatigue models for concrete airfield pavement design. In: AIRFIELD PAVEMENT SPECIALTY CONFERENCE, 2003, Las Vegas, **Proceedings...** Las Vegas, ASCE, 2003. p. 231-258
- [7]. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C78**: standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading), Philadelphia, 1994.
- [8]. MINER, M. A. Cumulative damage in fatigue. **Journal of Applied Mechanics, ASME**, EUA, v. 12 , p. 159-164, set. 1945.
- [9]. PARKER, F. et al. **Development of a structural design procedure for rigid airport pavements**. Washington, DC: Federal Aviation Administration, 1979. (Report No. FAA-RD-77-81).
- [10]. MAJIDZADEH, K.; ILVES, G. J.; SKLYUT, H. RISC-A Mechanistic method of rigid pavement design. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE PAVEMENT DESIGN, 3., 1985, West Lafayette. **Proceedings...** West Lafayette: Purdue University, 1985. p. 325-339.
- [11]. ROLLINGS, R. S.; WITCZAK, M. W. Structural deterioration model for rigid airfields pavements. **Journal of Transportation Engineering, ASCE**, Reston, v. 116, n. 4, p. 479-491, 1990.
- [12]. SHAHIN, M. Y. **Pavement management for airports, roads, and parking lots** . New York, NY: Chapman & Hall, c1994. 450 p.
- [13]. ROLLINGS, R. S. **Design of rigid airfield pavement overlays**. Maryland: University of Maryland, 1987.

- [14]. ROLLINGS, R. S. Developments in the corps of engineers rigid airfield pavement design procedures. In: INT. CONF. ON CONCR. PAVEMENT DESIGN, 4., 1989, West Lafayette. **Proceedings...** West Lafayette: 1989.
- [15]. INTERNATIONAL CIVIL AVIATION ORGANIZATION. **Anexo 14:** padrões internacionais e práticas recomendadas. Montreal, 1999.
- [16]. INTERNATIONAL CIVIL AVIATION ORGANIZATION. **Design manual aerodrome Part 3:** pavements. 2. ed. Washington, DC, 1983.
- [17]. FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION. **Advisory Circular AC N° 150/5335-5A:** standardized method of reporting airport pavement strength: PCN, Washington, DC, 2006.
- [18]. ROEHRS, R. A. **Estudo de procedimentos para avaliação do PCN de pavimentos aeroportuários.** 2002. 219 f. Tese (Mestrado em Infra-Estrutura de Transportes).- Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.
- [19]. ROLLINGS, R. S.; WITCZAK, M. W. Design of rigid overlays for Airfields. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 116, n. 4, 1990.
- [20]. CARVALHO, R. G. **Correlações entre os ensaios DCP e CBR para solos saprolíticos de textura fina.** . 2005. 141p. Tese (Mestrado. Infra-Estrutura Aeroportuária) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.
- [21]. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 6951:** standard test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications, Philadelphia, 2003.
- [22]. FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION. **Advisory Circular AC N° 150/5320-6D:** Airport pavement design and evaluation, Washington, DC, 1996.
- [23]. **UFC.** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **UFC 3-260-02:** pavement design for airfields, Washington, DC. 2001.
- [24]. SÃO PAULO. Departamento de Estradas de Rodagem. Apresenta tabela de preços de material para construção civil. Disponível em: <ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/tpu/TPU_09_2008.ZIP>. Acesso em: 25 nov. 2008.

A Furos de Sondagem

Tabela A.1: Perfil de sondagem dos furos.

AVALIAÇÃO DE PCN NA BASV				
-				
BASE AÉREA DE SALVADOR BA.				
LOCAL				
SALVADOR - BA				
MUNICÍPIO/ESTADO				
FURO Nº 01	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	TÁXI "H"
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À 0,22	CONCRETO CIMENTO	Não foi observado o "NA"	
0,22	À 0,42	MACADAME HIDRÁULICO	por ter sido executado	
0,42	À 0,70	AREIA ARGILOSA VERMELHA	sob fortes chuvas.	
0,70	À 1,00	AREIA FINA PRETA		
1,00	À 1,20	AREIA FINA MARROM		
NÍVEL D' ÁGUA :				
FURO Nº 02	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À 0,22	CONCRETO CIMENTO		
0,22	0,80	AREIA ARGILOSA VERMELHA		
0,80	À 1,37	AREIA FINA MARROM		
NÍVEL D' ÁGUA : 1,23 m				
FURO Nº 03	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À 0,21	CONCRETO CIMENTO		
0,21	À 0,40	MACADAME HIDRÁULICO		
0,40	À 0,62	AREIA ARGILOSA VERMELHA	AM - 01	
0,62	À 0,72	AREIA ARGILOSA MARROM		
0,72	À 0,90	AREIA ARGILOSA VERMELHA	AM - 02	
0,90	À 1,00	AREIA ARGILOSA BRANCA	AM - 03	
1,00	À 1,16	AREIA ARGILOSA VERMELHA		
1,16	À 1,30	AREIA ARGILOSA BRANCA		
1,30	À 1,55	AREIA ARGILOSA VERMELHA		
1,55	À 1,70	AREIA ARGILOSA BRANCA		
1,70	À 2,40	AREIA ARGILOSA VERMELHA		
NÍVEL D' ÁGUA : 2,40 m				
FURO Nº 04	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV

CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
PROFUNDIDADE (m)		
0,00 À 0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21 À 0,43	MACADAME HIDRÁULICO	
0,43 À 2,15	AREIA ARGILOSA VERMELHA	AM - 01
NÍVEL D' ÁGUA : 2,15 m		
FURO Nº 05	ESTACA:	SEÇÃO: LOCAL: Pátio militar 1º/ 7º GAV
CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
PROFUNDIDADE (m)		
0,00 À 0,23	CONCRETO CIMENTO	
0,23 À 0,45	MACADAME HIDRÁULICO	
0,45 À 0,70	AREIA ARGILOSA VERMELHA	
0,70 À 0,70	AREIA FINA BRANCA	
NÍVEL D' ÁGUA :		
FURO Nº 06	ESTACA:	SEÇÃO: LOCAL: Pátio militar 1º/ 7º GAV
CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
PROFUNDIDADE (m)		
0,00 À 0,24	CONCRETO CIMENTO	
0,24 À 0,45	MACADAME HIDRÁULICO	
0,45 À 0,80	AREIA ARGILOSA VERMELHA	AM - 01
NÍVEL D' ÁGUA : 0,80 m		
FURO Nº 07	ESTACA:	SEÇÃO: LOCAL: Pátio militar 1º/ 7º GAV
CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
PROFUNDIDADE (m)		
0,00 À 0,22	CONCRETO CIMENTO	
0,2 À 0,45	MACADAME HIDRÁULICO	
0,5 À 1,12	AREIA FINA MARROM	
NÍVEL D' ÁGUA : 1,10 m		
FURO Nº 08	ESTACA:	SEÇÃO: LOCAL: Pátio militar 1º/ 7º GAV
CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
PROFUNDIDADE (m)		
0,00 À 0,19	CONCRETO CIMENTO	Água encontrada acima
0,19 À 0,45	MACADAME HIDRÁULICO	da areia argilosa
0,45 À 0,60	AREIA ARGILOSA VERMELHA	vermelha, impossibilitando a
0,60 À 0,80	AREIA FINA MARROM	coleta deste material
0,80 À 1	AREIA FINA PRETA	
NÍVEL D' ÁGUA :		
FURO Nº 09	ESTACA:	SEÇÃO: LOCAL: Pátio militar 1º/ 7º GAV
CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
PROFUNDIDADE (m)		
0,00 À 0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21 À 0,39	MACADAME HIDRÁULICO	

0,39	À	0,77	AREIA ARGILOSA VERMELHA	AM - 01
0,77	À	1,35	AREIA FINA MARROM	AM - 02
1,35	À	1,60	AREIA FINA CINZA	AM - 03
NÍVEL D' ÁGUA : 1,60m				
FURO Nº 10	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À	0,20	CONCRETO CIMENTO	
0,20	À	0,89	MACADAME HIDRÁULICO	
NÍVEL D' ÁGUA : 0,89m				
FURO Nº 11	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	HANGAR 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À	0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21	À	0,42	MACADAME HIDRÁULICO	
0,42	À	0,60	AREIA ARGILOSA VERMELHA	
0,60	À	1,45	AREIA FINA MARROM	
NÍVEL D' ÁGUA : 0,87 m				
FURO Nº 12	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À	0,20	CONCRETO CIMENTO	
0,20	À	0,50	MACADAME HIDRÁULICO	
NÍVEL D' ÁGUA : 0,50 m				
FURO Nº 13	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	PORTA DO HANGAR E.S.M
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À	0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21	À	0,62	MACADAME HIDRÁULICO	
0,62	À	0,70	AREIA FINA MARROM	
NÍVEL D' ÁGUA : 0,47 m				
FURO Nº 14	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À	0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21	À	0,45	MACADAME HIDRÁULICO	
NÍVEL D' ÁGUA : 0,45 m				
FURO Nº 15	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL:	Pátio militar 1º/ 7º GAV
	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES	
PROFUNDIDADE (m)				
0,00	À	0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21	À	0,45	MACADAME HIDRÁULICO	

NÍVEL D' ÁGUA : 0,45 m			
FURO Nº 16	ESTACA:	SEÇÃO:	LOCAL: Pátio militar 1º/ 7º GAV
PROFUNDIDADE (m)	CONVENÇÃO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
0,00	À 0,21	CONCRETO CIMENTO	
0,21	À 0,45	MACADAME HIDRÁULICO	
0,45	À 0,60	AREIA CINZA	AM.01
NÍVEL D' ÁGUA : 0,60 m			

B Curvas do DCP

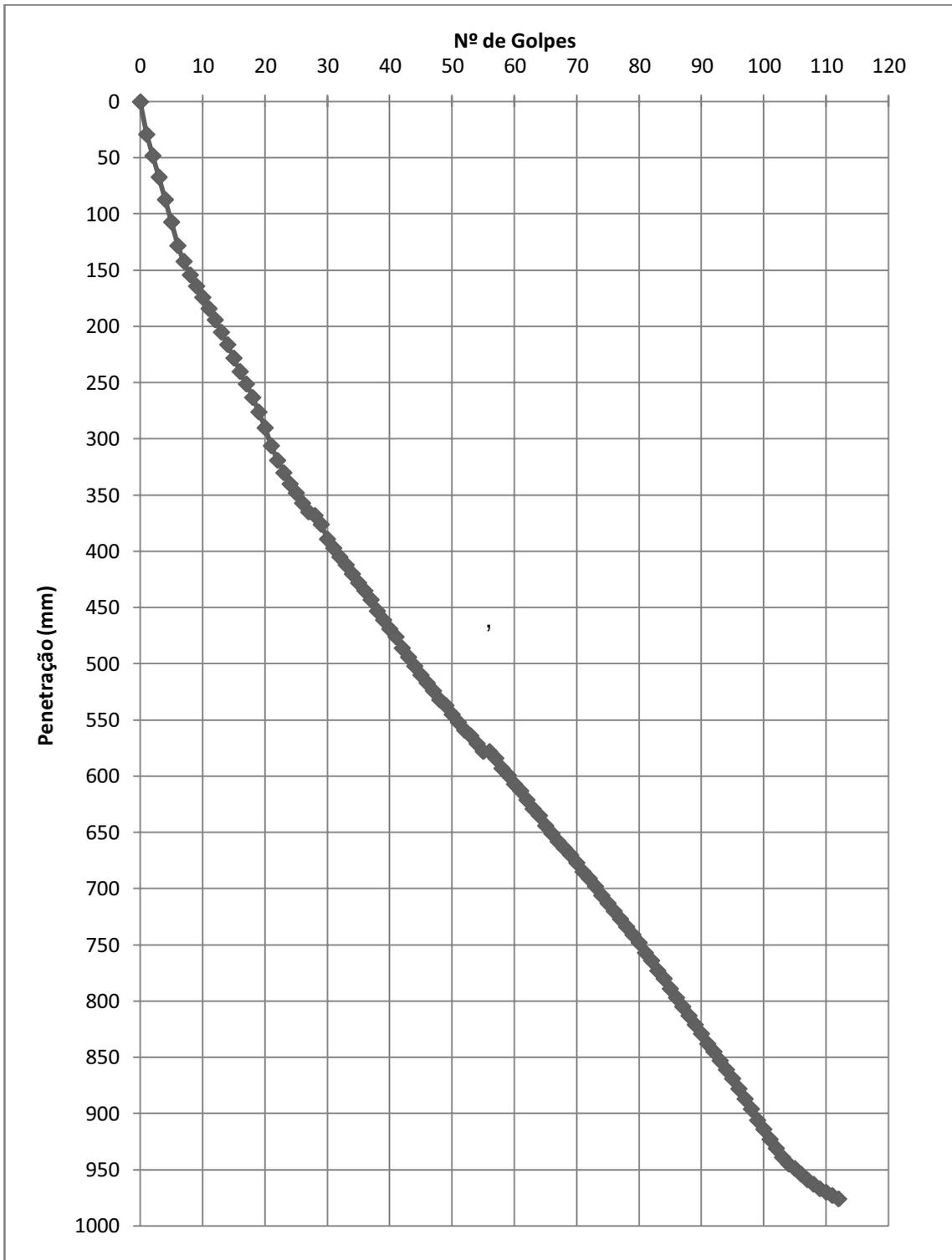


Figura B.1: DCP do furo 2.

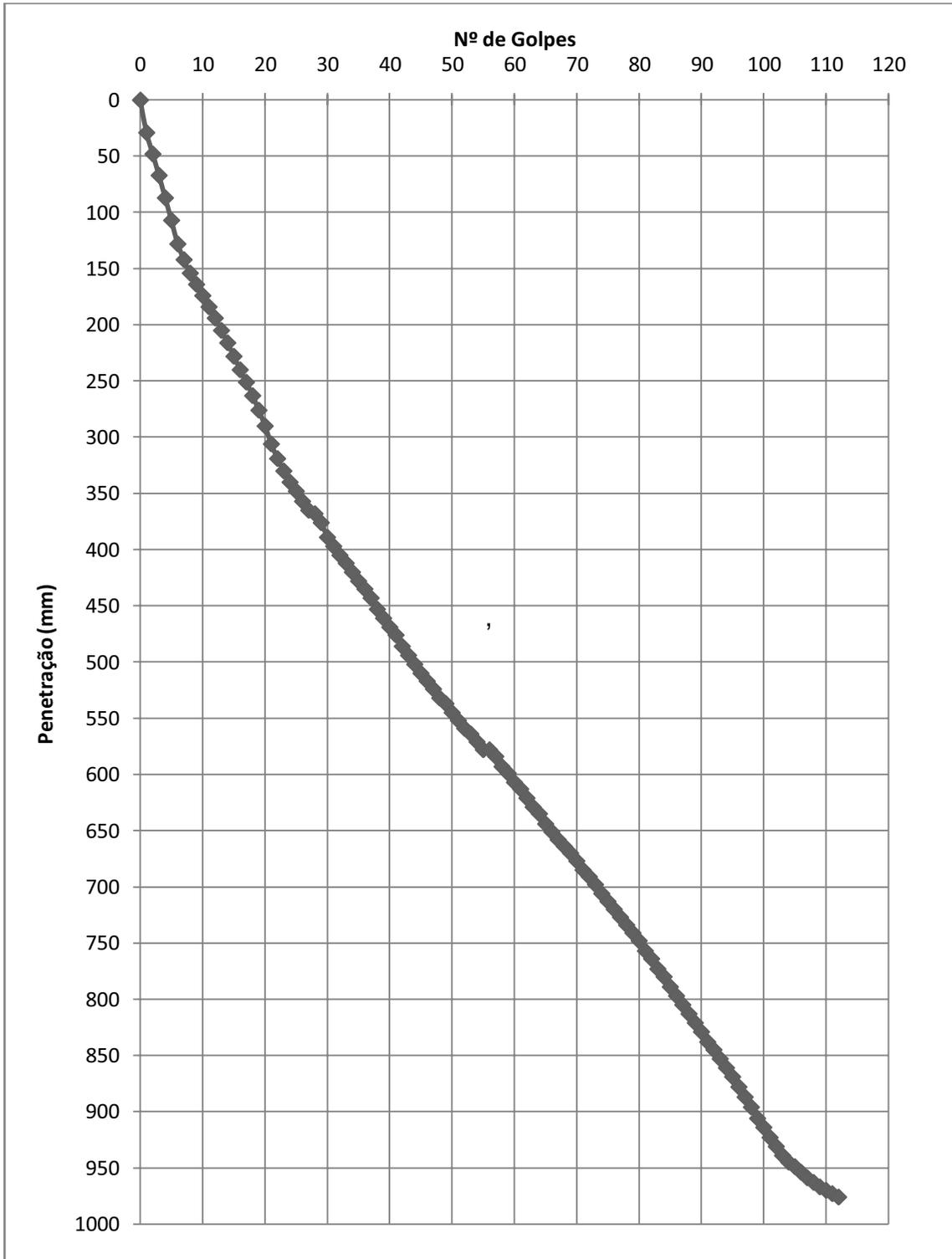


Figura B.2: DCP do furo 3.

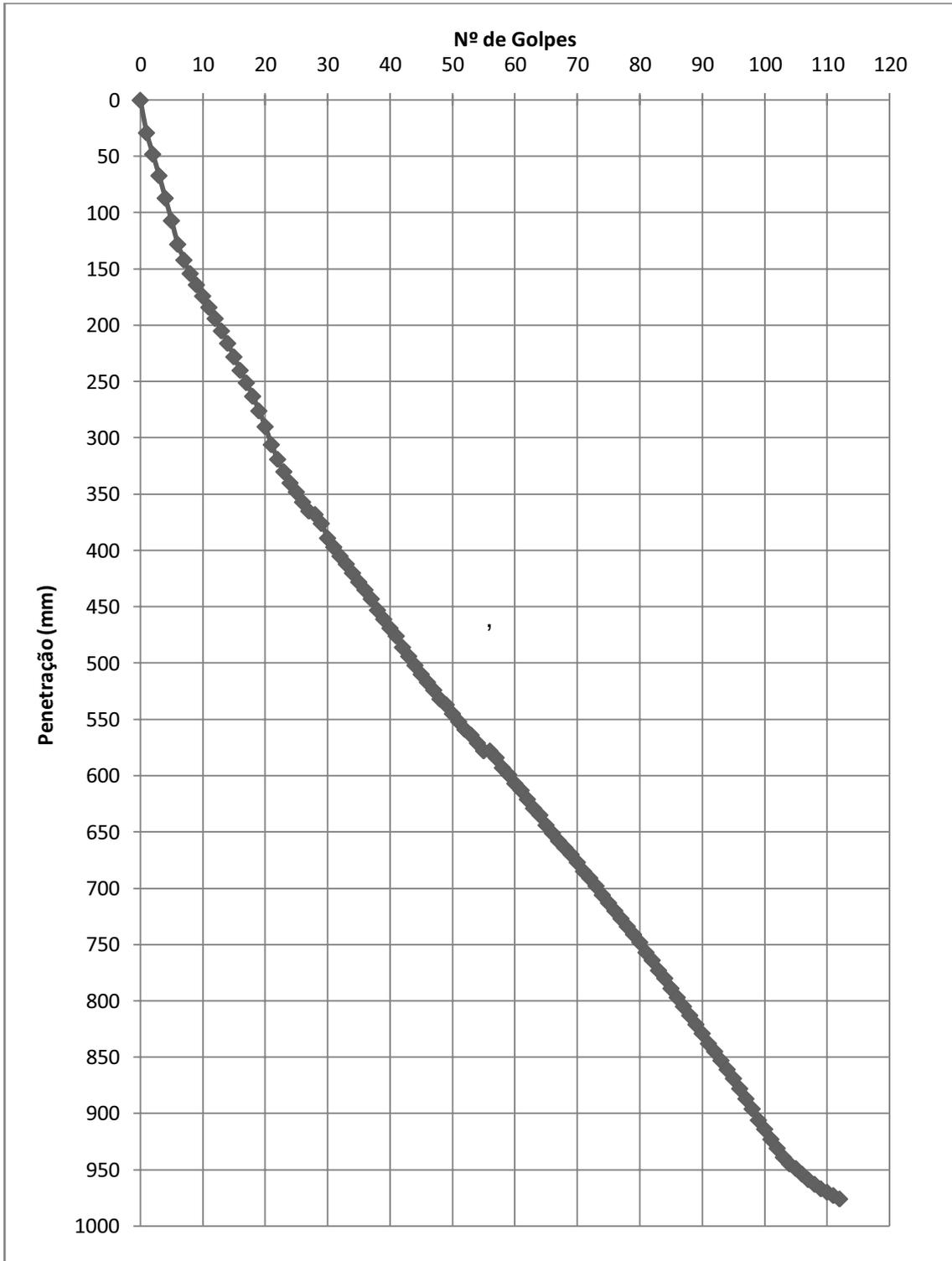


Figura B.3: DCP do furo 4.

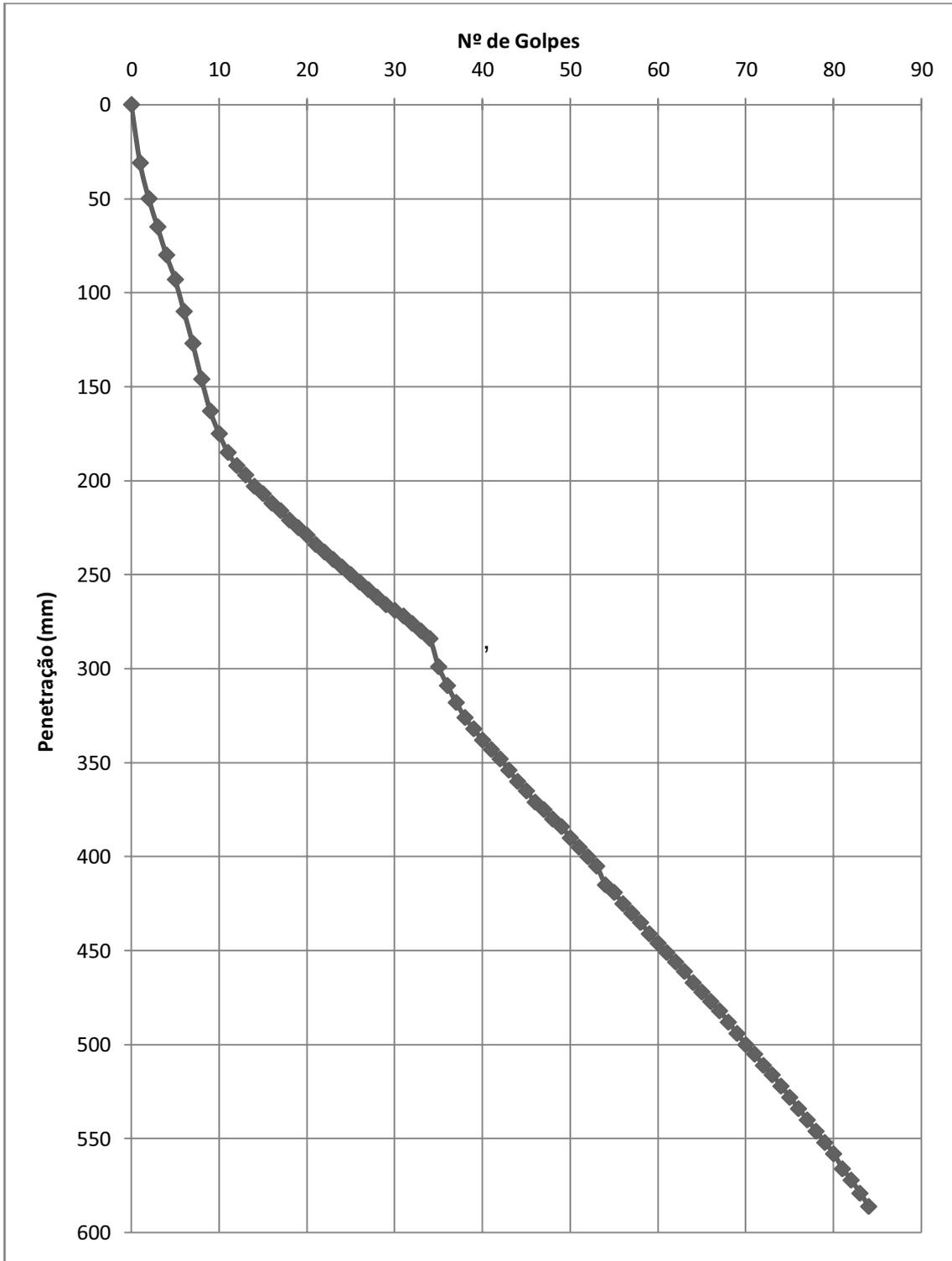


Figura B.4: DCP do furo 5.

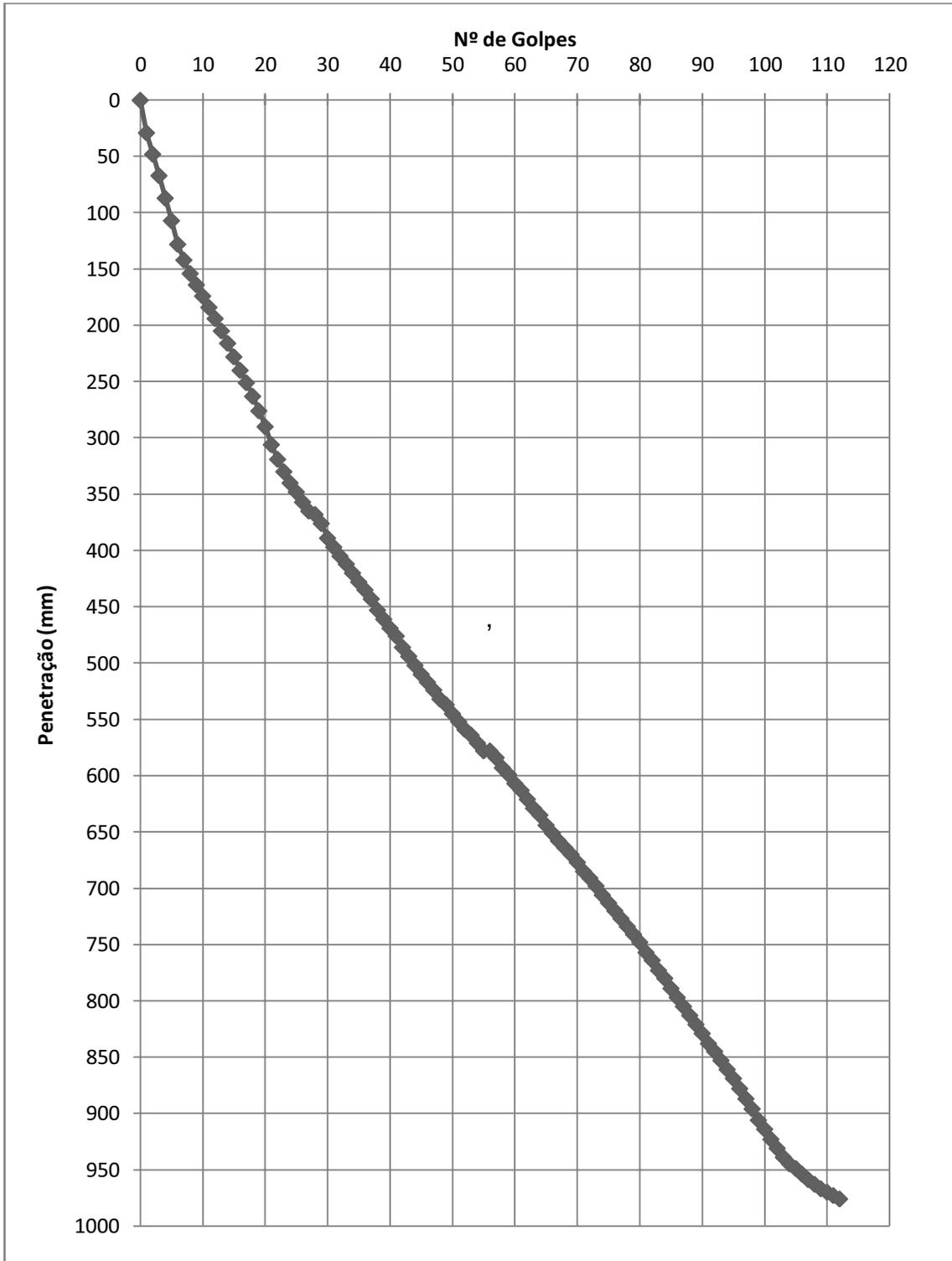


Figura B.5: DCP do furo 6.

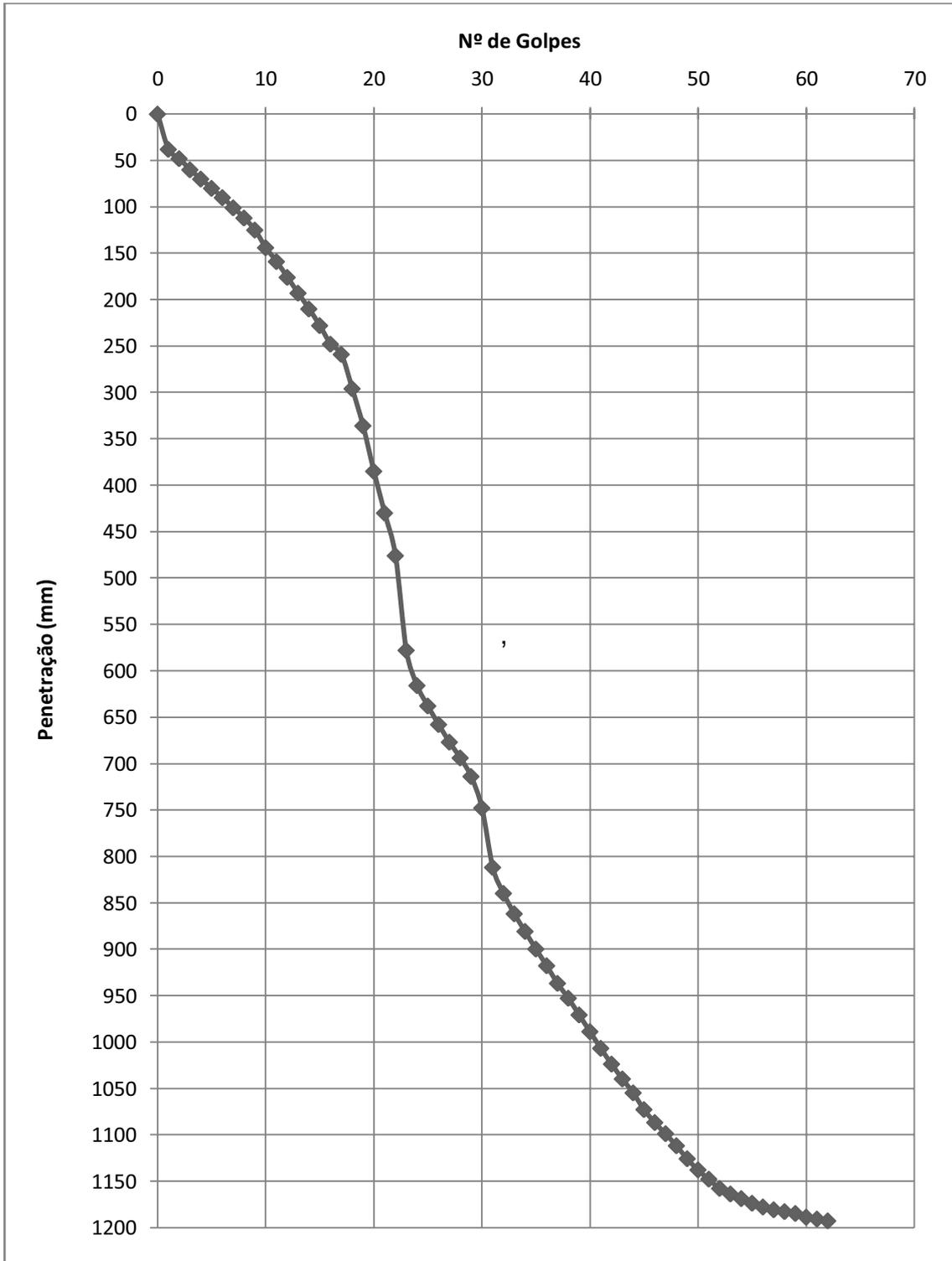


Figura B.6: DCP do furo 7.

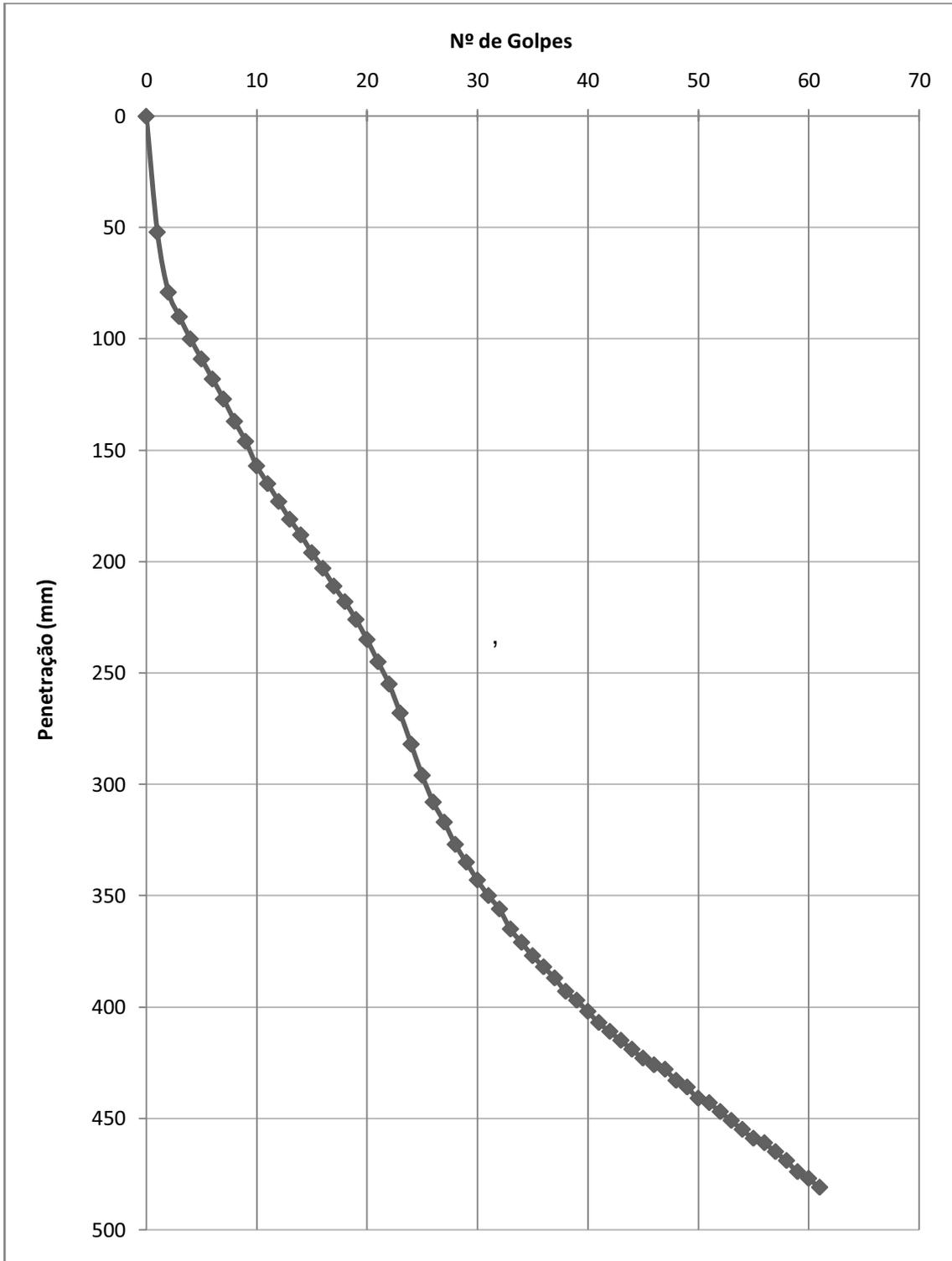


Figura B.7: DCP do furo 8.

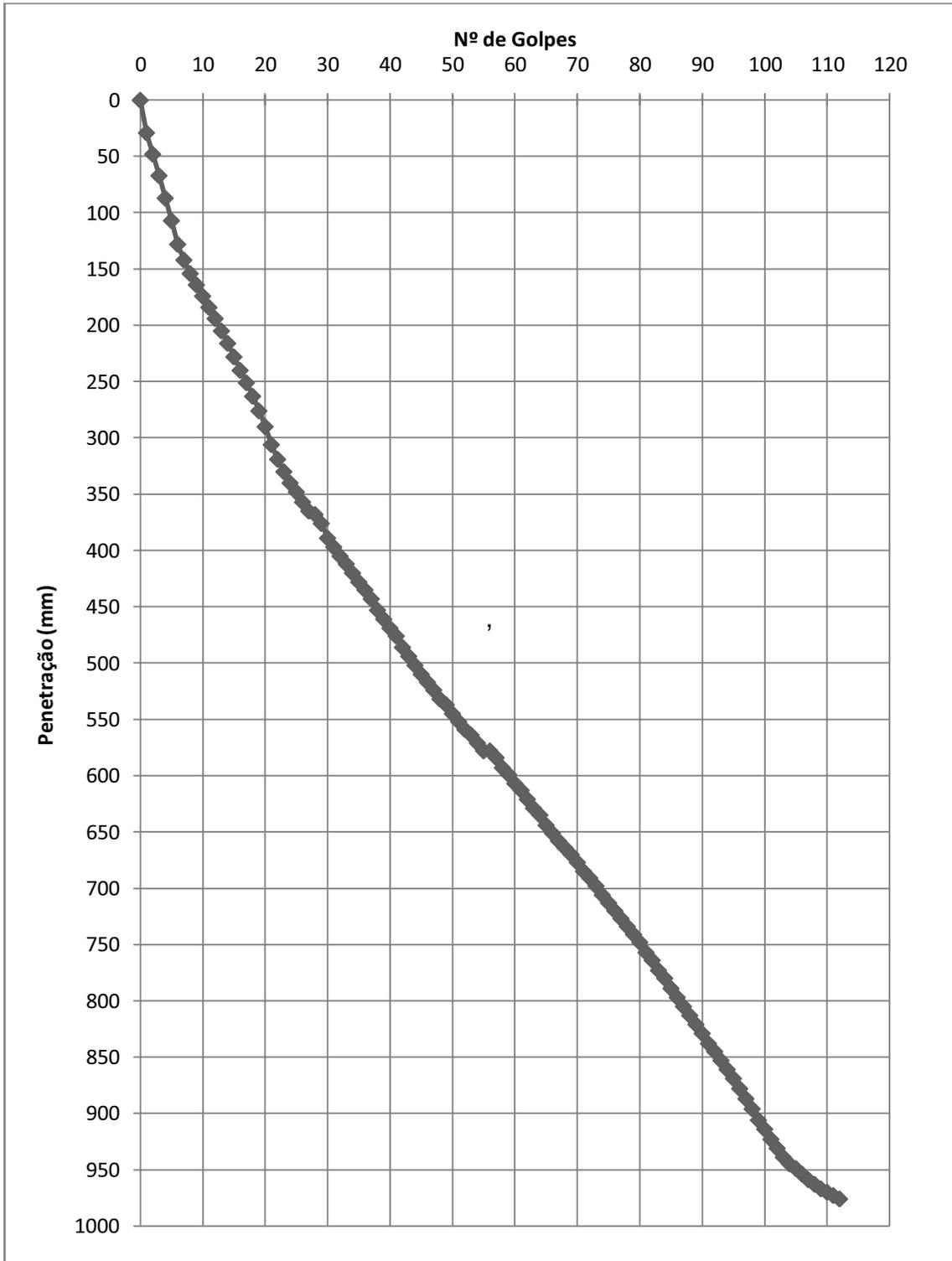


Figura B.8: DCP do furo 9.

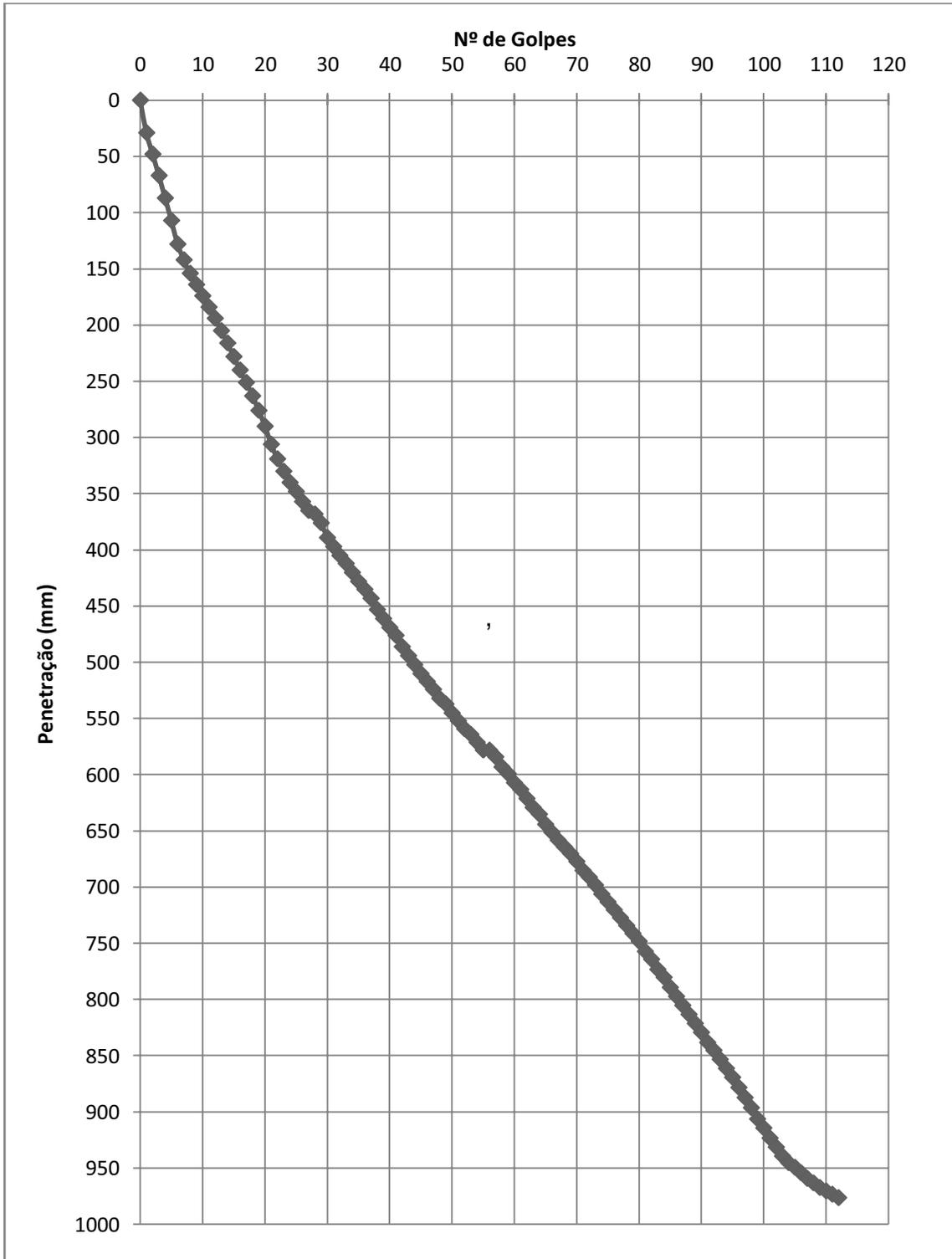


Figura B.9: DCP do furo 10.

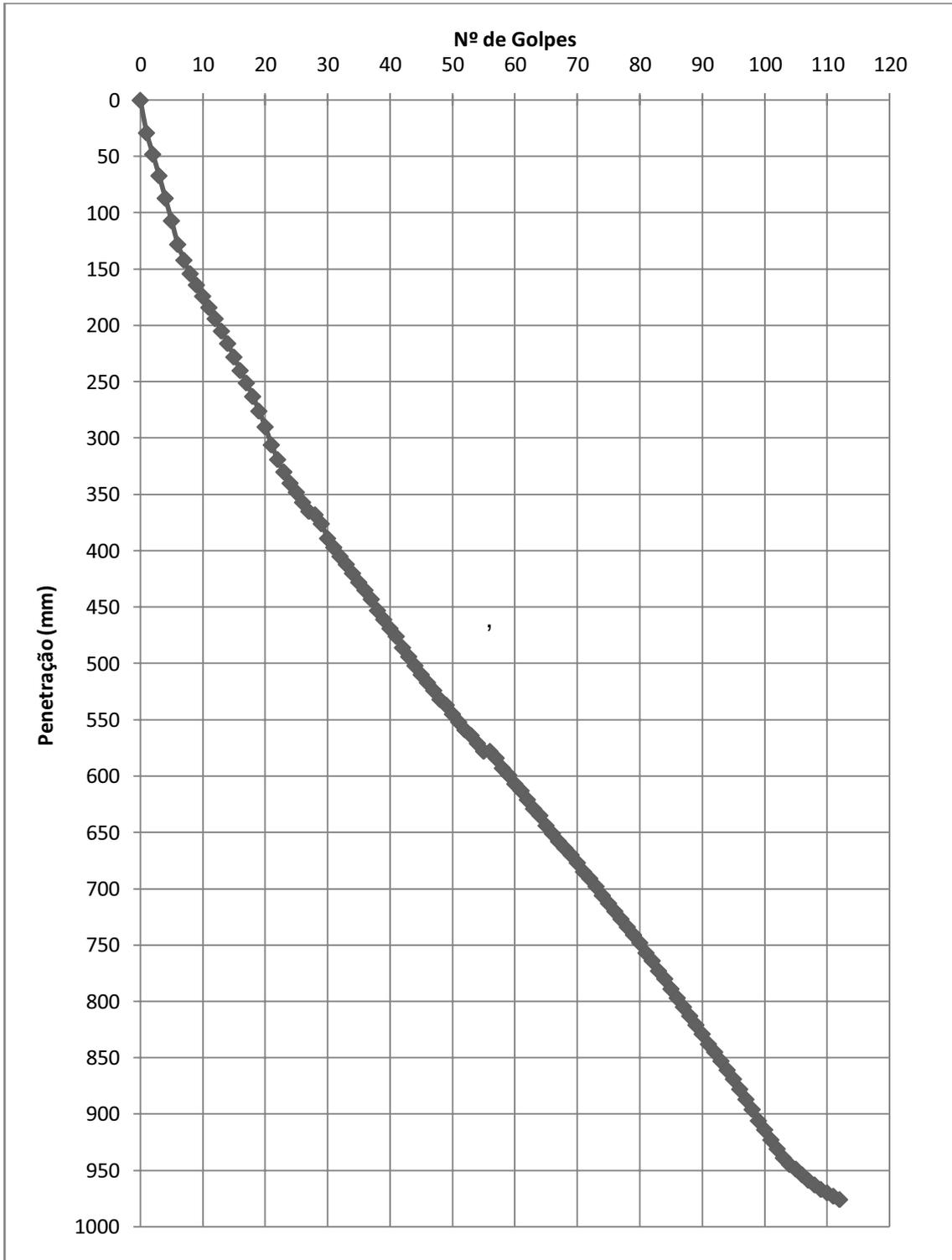


Figura B.10: DCP do furo 12.

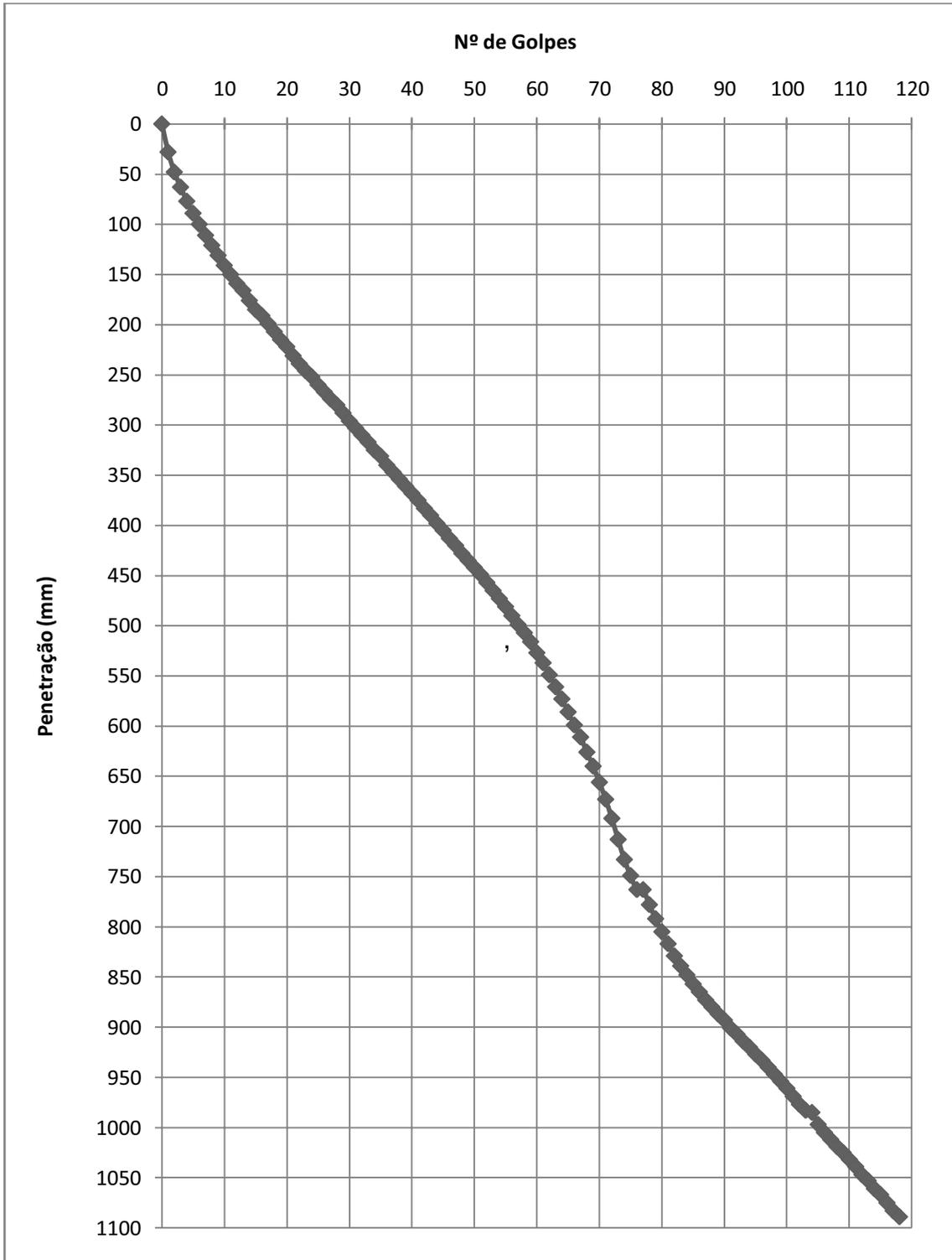


Figura B.11: DCP do furo 13.

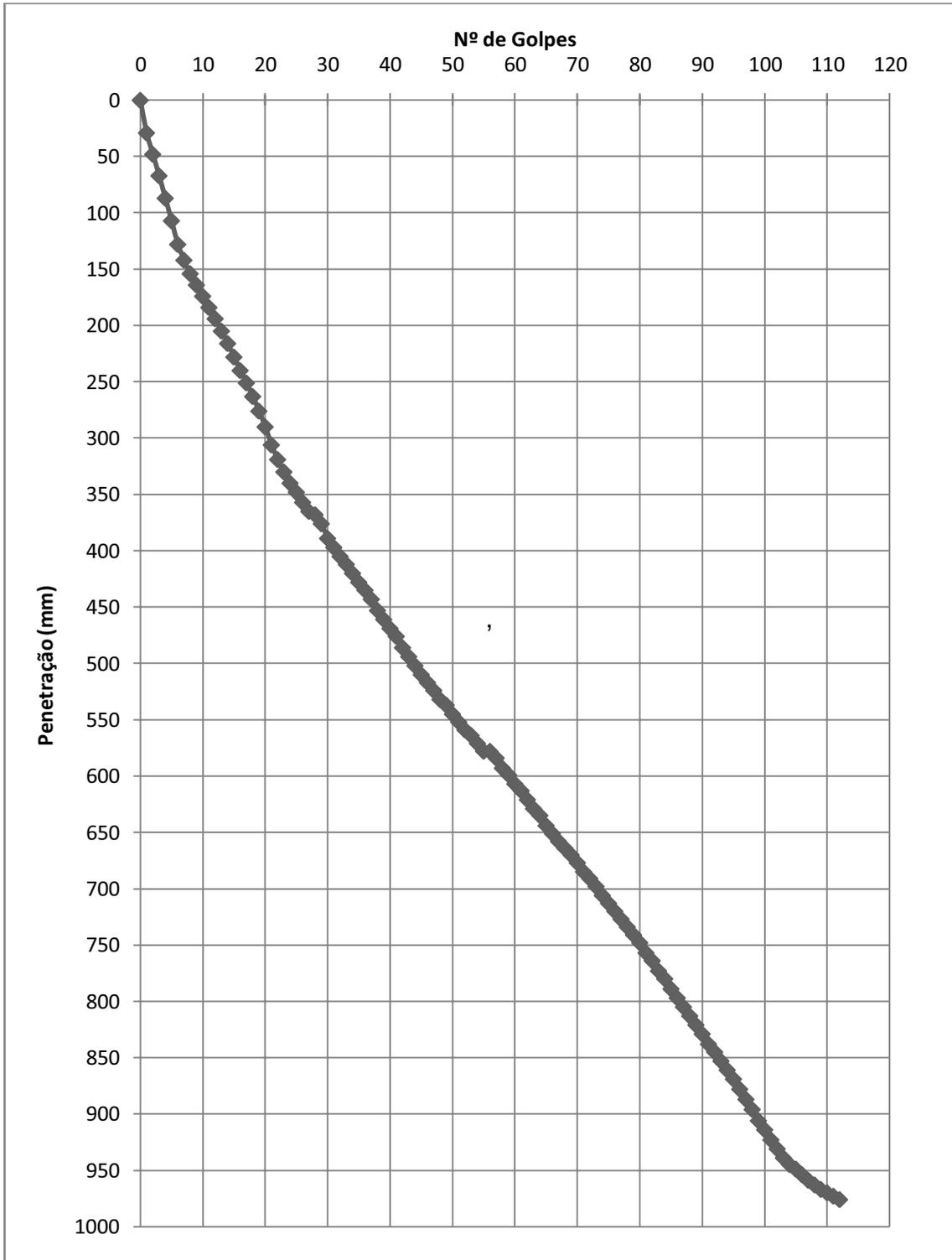


Figura B.12: DCP do furo 14.

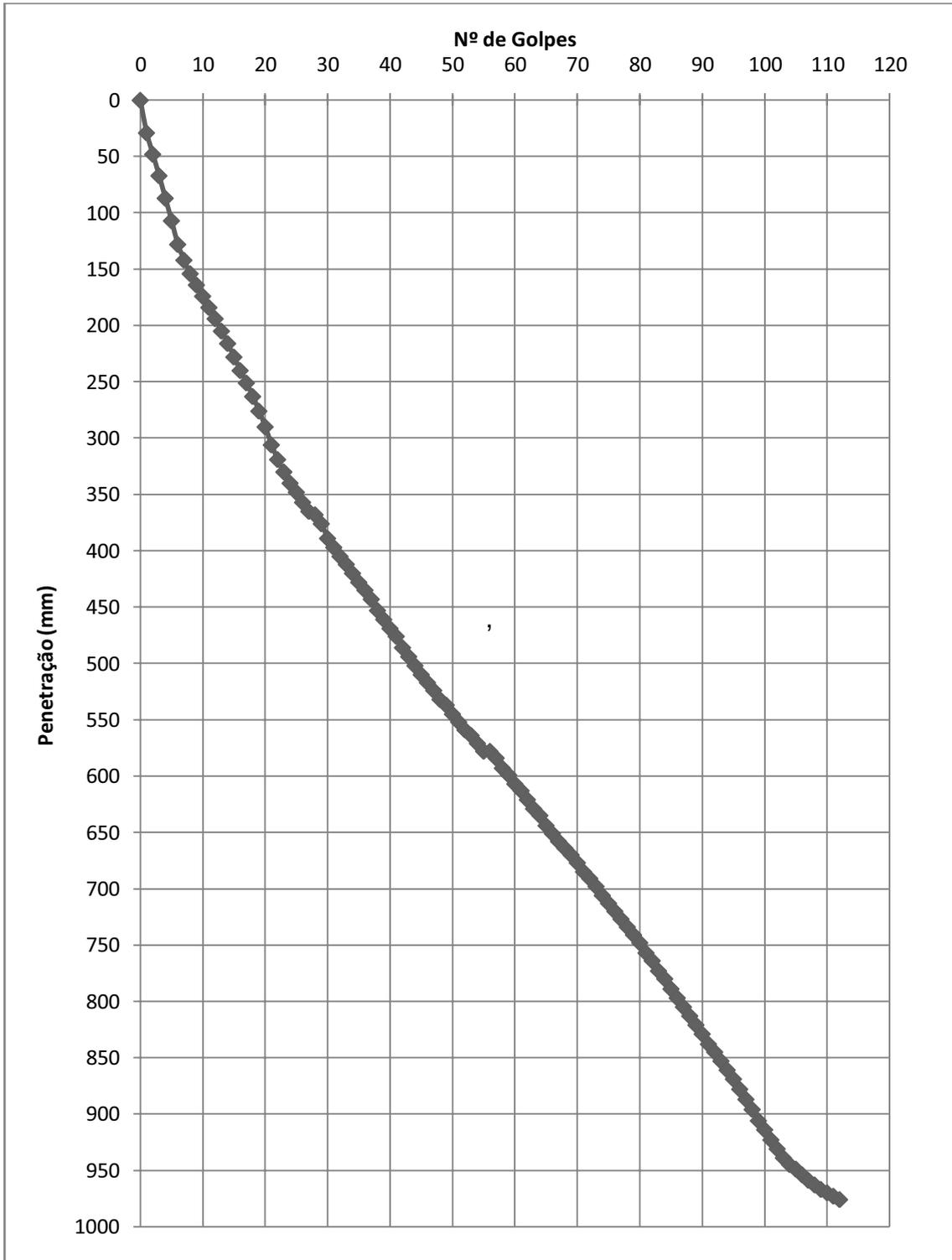


Figura B.13: DCP do furo 15.

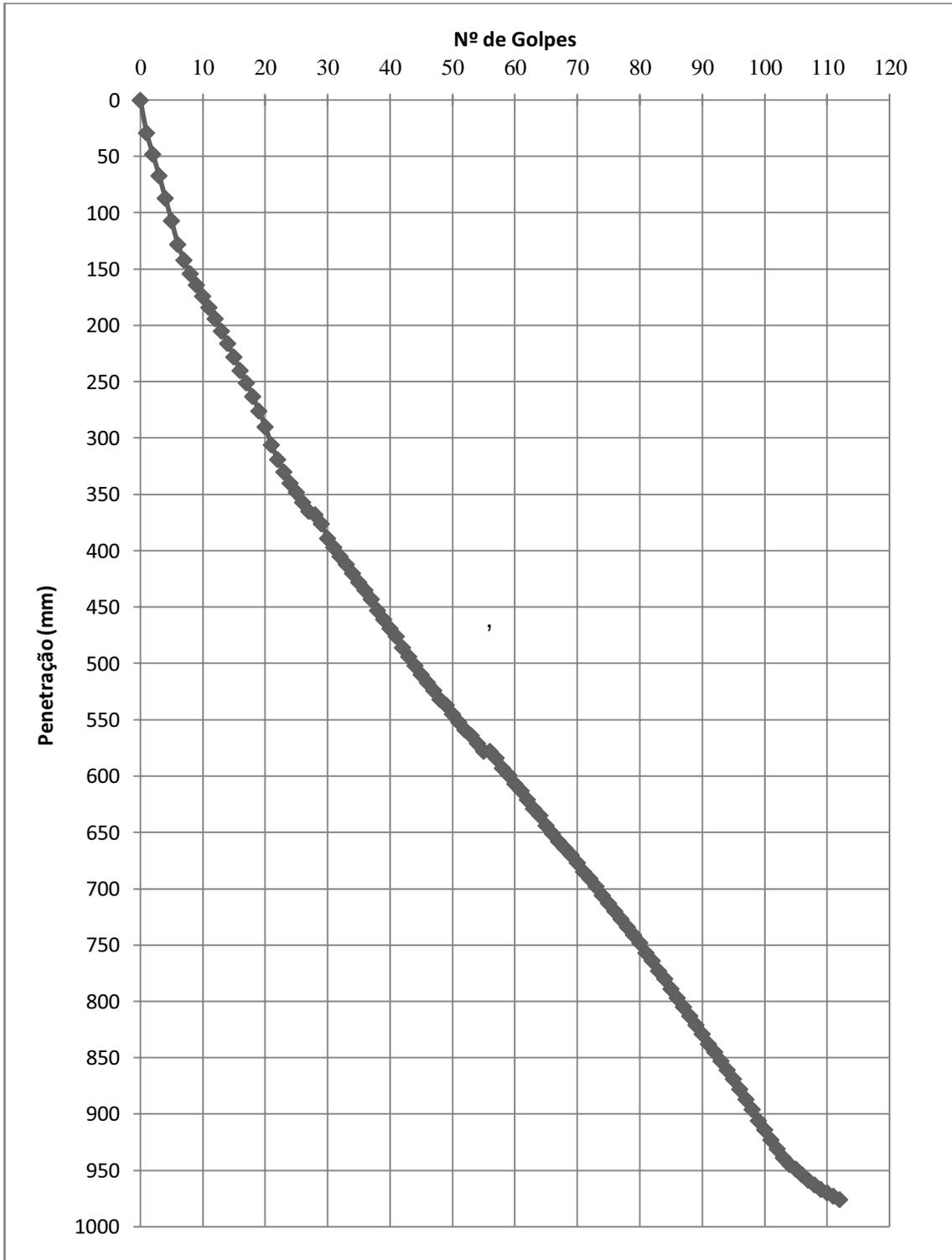


Figura B.14: DCP do furo 16.

C Unified Soil Classification System

Tabela C.1: Classificação de solo pelo USCS.

MAJOR DIVISIONS		GROUP SYMBOLS	DESCRIPTIONS
COARSE GRAINED SOILS More Than Half Retained on 200 Sieve	GRAVELS More Than Half Coarse Fraction Retained on No. 4 Sieve	Clean Gravels (Little or no Fines)	GW Well Graded Gravels, Gravel - Sand Mixtures, Little or no Fines
			GP Poorly Graded Gravels, Gravel - Sand Mixtures, Little or no Fines
		Gravels With Fines (Appreciable Fines)	GM Silty Gravels, Gravel-Sand-Silt Mixtures
			GC Clayey Gravels, Gravel-Sand-Clay Mixtures
	SANDS More Than Half Coarse Fraction Passes a No. 4 Sieve	Clean Sands (Little or no Fines)	SW Well Graded Sands, Gravelly Sands, Little or no Fines
			SP Poorly Graded Sands, Gravelly Sands, Little or no Fines
		Sands With Fines (Appreciable Fines)	SM Silty Sands, Sand - Silt Mixtures
			SC Clayey Sands, Sand - Clay Mixtures
FINE GRAINED SOILS More Than Half Passes 200 Sieve	SILTS and CLAYS Liquid Limit Less Than 50	ML	Inorganic Silts & Very Fine Sands, Silty or Clayey Fine Sands, Clayey Silts
		CL	Inorganic Clays of Low to Medium Plasticity, Lean Clays
		OL	Organic Silts & Organic Silty Clays of Low Plasticity
	SILTS and CLAYS Liquid Limit Greater Than 50	MH	Inorganic Silts, Fine Sand or Silty Soils, Elastic Silts
		CH	Inorganic Clays of High Plasticity, Fat Clays
		OH	Organic Clays of Medium to High Plasticity, Organic Silts
Highly Organic Soils		PT	Peat and Other Highly Organic Soils

FOLHA DE REGISTRO DO DOCUMENTO

^{1.} CLASSIFICAÇÃO/TIPO <p style="text-align: center;">TC</p>	^{2.} DATA <p style="text-align: center;">20 de novembro de 2008</p>	^{3.} REGISTRO N° <p style="text-align: center;">CTA/ITA/TC-107/2008</p>	^{4.} N° DE PÁGINAS <p style="text-align: center;">86</p>				
^{5.} TÍTULO E SUBTÍTULO: Determinação do PCN e Projeto de Reforço do Pátio Militar da Base Aérea de Salvador (BASV)							
^{6.} AUTOR(ES): Leonardo de Jesus Alexandre							
^{7.} INSTITUIÇÃO(ÕES)/ÓRGÃO(S) INTERNO(S)/DIVISÃO(ÕES): Instituto Tecnológico de Aeronáutica - ITA							
^{8.} PALAVRAS-CHAVE SUGERIDAS PELO AUTOR: ACN/PCN; Avaliação de Pavimentos Rígidos; Dimensionamento de Reforço de Pavimentos Rígidos							
^{9.} PALAVRAS-CHAVE RESULTANTES DE INDEXAÇÃO: Pavimentos; Aeroportos; Classificações; Cargas de pouso; Análise estrutural; Análise de sensibilidade; Engenharia civil; Engenharia estrutural							
^{10.} APRESENTAÇÃO: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 60%;"></td> <td style="text-align: center;">X Nacional</td> <td style="text-align: center;">Internacional</td> </tr> </table> ITA, São José dos Campos. Curso de Graduação em Engenharia Civil-Aeronáutica. Orientador: Prof. Régis Martins Rodrigues, D.Sc. . Publicado em 2008.					X Nacional	Internacional	
	X Nacional	Internacional					
^{11.} RESUMO: O presente Trabalho de Graduação apresenta a avaliação da condição estrutural do pátio militar da Base Aérea de Salvador (BASV) com a finalidade de verificar se a aeronave P-3 Orion poderia operar sem restrições de peso e frequência de operações. Para fazer a avaliação determinou-se o PCN do pavimento rígido do pátio e comparou-o com o ACN da aeronave. Foi verificado que para as condições de operação desejada, seria necessário fazer um projeto de reforço do pavimento. Tanto o cálculo do PCN como o projeto de reforço foram feitos com base nos dados da sondagem realizada no local. Porém, devido à sondagem ter sido feita de uma maneira precária, não foi possível obter todos os parâmetros necessários e alguns tiveram que ser estimados. Para verificar a influência dos parâmetros estimados no projeto de reforço, foi feita uma análise de sensibilidade. Dessa maneira foi possível avaliar o impacto econômico gerado pela incerteza dos parâmetros estimados de modo que o tomador de decisão possa avaliar se é preferível refazer a sondagem de uma maneira mais cuidadosa ou fazer o projeto executivo com os parâmetros estimados.							
^{12.} GRAU DE SIGILO: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 25%;">(X) OSTENSIVO</td> <td style="width: 25%;">() RESERVADO</td> <td style="width: 25%;">() CONFIDENCIAL</td> <td style="width: 25%;">() SECRETO</td> </tr> </table>				(X) OSTENSIVO	() RESERVADO	() CONFIDENCIAL	() SECRETO
(X) OSTENSIVO	() RESERVADO	() CONFIDENCIAL	() SECRETO				