

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

UTILIZAÇÃO DE CONCRETO PROTENDIDO EM PAVIMENTOS PORTUÁRIOS

Mateus Berwaldt Santos

Rio Grande, agosto de 2015.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

UTILIZAÇÃO DE CONCRETO PROTENDIDO EM PAVIMENTOS PORTUÁRIOS

Mateus Berwaldt Santos

Dissertação apresentada à comissão de Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande – FURG, como requisito à obtenção do título Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcelos Real
Coorientador: Prof. Dr. Antônio M. de Lima Alves

Rio Grande, agosto de 2015.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a oportunidade de vencer mais esta etapa em minha vida.

Aos meus familiares, pelo apoio e incentivo.

Ao professor Mauro de Vasconcelos Real, pela dedicação e boa vontade nas orientações ao longo da realização deste trabalho.

Ao professor Antônio Marcos de Lima Alves, pela atenção dedicada.

Ao Engenheiro Civil Antônio Fernandes Teixeira, ao Técnico em Edificações Gustavo Montello Gomes e ao Engenheiro de Produção Antônio Veloso, pela oportunidade de visitar uma obra em Piracicaba e orientações de ordem prática.

A todos que colaboraram para o desenvolvimento deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	10
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE SÍMBOLOS	14
RESUMO	19
ABSTRACT	20
1 - INTRODUÇÃO	21
1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	21
1.2 - OBJETIVOS	22
1.2.1 - OBJETIVO PRINCIPAL.....	22
1.2.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
1.3 - JUSTIFICATIVA.....	22
1.4 - CONTRIBUIÇÃO DO TRABALHO	24
1.5 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	24
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1 - TRABALHOS DESENVOLVIDOS SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO	26
2.2 - CONCEITO DE PROTENSÃO.....	28
2.3 - CONCRETO PROTENDIDO	29
2.4 - HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO	31
2.5 - SISTEMAS DE PROTENSÃO.....	32
2.5.1 - PROTENSÃO COM ADERÊNCIA INICIAL.....	32
2.5.2 - PROTENSÃO COM ADERÊNCIA POSTERIOR	33
2.5.3 - PROTENSÃO SEM ADERÊNCIA	33
2.5.4 - ESCOLHA DO SISTEMA DE PROTENSÃO.....	34
2.6 - ESTADOS LIMITES DE UMA ESTRUTURA	34
2.7 - NÍVEIS DE PROTENSÃO	37
2.7.1 - PROTENSÃO COMPLETA (NÍVEL 3)	37
2.7.2 - PROTENSÃO LIMITADA (NÍVEL 2)	38
2.7.3 - PROTENSÃO PARCIAL (NÍVEL 1).....	39
2.8 - PAVIMENTOS DE CONCRETO.....	39

2.8.1 - PAVIMENTO DE CONCRETO SIMPLES	40
2.8.2 - PAVIMENTO COM ARMADURA PARA CONTROLAR A FISSURAÇÃO.....	40
2.8.3 - PAVIMENTO DE CONCRETO ARMADO.....	40
2.8.4 - PAVIMENTO DE CONCRETO COM ADIÇÃO DE FIBRAS	40
2.8.5 - PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO	41
2.8.5.1 - SUBLEITO E SUB-BASE	42
2.8.5.2 - ASPECTOS CONSTRUTIVOS DO PAVIMENTO	45
2.8.6 - PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO PRÉ-MOLDADO	51
2.8.7 - ANÁLISE DE CUSTOS.....	52
3 - PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO – ROTEIRO DE CÁLCULO DETALHADO	53
3.1 - DADOS INICIAIS.....	53
3.1.1 - DADOS GEOMÉTRICOS.....	53
3.1.2 - DADOS DA CARGA.....	54
3.1.3 - DADOS RELATIVOS AO CONCRETO	55
3.1.4 - DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO	58
3.1.5 - DADOS RELATIVOS À SUB-BASE.....	58
3.1.6 - DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA.....	59
3.2 - CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL	59
3.2.1 - SEGURANÇA CONTRA ESCOAMENTO E RUPTURA	59
3.2.2 - ÁREA DE AÇO DE PROTENSÃO POR METRO DE LARGURA	60
3.2.3 - FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO NA EXTREMIDADE DA CORDOALHA	60
3.3 - CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO	60
3.4 - SITUAÇÃO NO MEIO DA PLACA	61
3.4.1 - PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO	61
3.4.1.1 - PERDAS POR ATRITO ENTRE O CABO DE PROTENSÃO E A BAINHA.....	61
3.4.1.2 - PERDAS POR ACOMODAÇÃO DAS ANCORAGENS.....	62
3.4.1.3 - PERDAS POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO CONCRETO	65
3.4.2 - FORÇA DE PROTENSÃO NO MEIO DA PLACA NO INSTANTE t_0	66
3.4.3 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA NO INSTANTE t_0	66
3.4.4 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E INSTANTE t_0	67
3.4.5 - VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO	67
3.4.6 - PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO.....	68

3.4.7 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA EM t_{∞}	70
3.4.8 - FORÇA DE PROTENSÃO EM t_{∞}	70
3.4.9 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_{∞}	70
3.5 - CÁLCULO DO ALONGAMENTO (Δl) DOS CABOS	71
3.6 - SITUAÇÃO NO PONTO DE MÁXIMA TRAÇÃO NO CABO - PONTO DE REPOUSO: $P(xr)$	71
3.7 - ATRITO COM A SUB-BASE.....	72
3.8 - COMBINAÇÕES PARA O CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO	73
3.8.1 - SEÇÃO DO MEIO DA PLACA	73
3.8.2 - SEÇÃO DO PONTO DE REPOUSO.....	74
3.9 - CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO DO PAVIMENTO	74
3.9.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL.....	75
3.9.2 - DEFORMAÇÕES	75
3.9.3 - TENSÕES.....	76
3.9.4 - RESULTANTES.....	77
3.9.5 - EQUILÍBRIO DE FORÇAS	77
3.9.6 - EQUILÍBRIO DE MOMENTOS EM RELAÇÃO AO CENTRO DA SEÇÃO DE CONCRETO	79
3.10 - RAIOS DE RIGIDEZ RELATIVA DA PLACA	81
3.11 - EFEITO DA CARGA DOS VEÍCULOS.....	82
3.11.1 - RAIOS DO CÍRCULO EQUIVALENTE (a).....	82
3.11.2 - CÁLCULO DO VALOR DE b	83
3.11.3 - CÁLCULO DAS TENSÕES	83
3.11.4 - MÓDULO DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO PLENA	84
3.11.5 - MOMENTOS DEVIDOS À CARGA DE VEÍCULOS	84
3.12 - EFEITO DO GRADIENTE TÉRMICO NA PLACA	84
3.13 - DETERMINAÇÃO DA SEGURANÇA À FISSURAÇÃO	85
3.13.1 - SITUAÇÃO A	86
3.13.2 - SITUAÇÃO B.....	86
3.13.3 - COEFICIENTE MÍNIMO DE SEGURANÇA À FISSURAÇÃO	86
3.14 - VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME DISTRIBUÍDA	86
3.15 - SEGURANÇA CONTRA A FADIGA	87

3.15.1 - VERIFICAÇÃO DA FADIGA.....	88
3.16 - VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO.....	89
3.16.1 - CÁLCULO DO MOMENTO ÚLTIMO DA SEÇÃO	91
3.17 - ARMADURA TRANSVERSAL	94
3.18 - ESTUDO PARA PROTENSÃO NÃO ADERENTE	94
3.18.1 - PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO.....	95
3.18.2 - MOMENTO DE FISSURAÇÃO	96
3.18.3 - VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO	97
4 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO.....	99
4.1 - DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO PARA AEROPORTO - VASCONCELOS (1979)....	99
4.2 - PROJETO EXECUTIVO DE PAVIMENTO – PAVILHÃO COMERCIAL	102
5 - APLICAÇÃO EM PAVIMENTO PORTUÁRIO.....	106
5.1 - APLICAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO AO PÁTIO DO TECON - RIO GRANDE, RS.....	106
5.1.1 - DADOS INICIAIS.....	106
5.1.1.1 - DADOS GEOMÉTRICOS	106
5.1.1.2 - DADOS DA CARGA	108
5.1.1.3 - DADOS RELATIVOS AO CONCRETO	109
5.1.1.4 - DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO	111
5.1.1.5 - DADOS RELATIVOS À SUB-BASE	111
5.1.1.6 - DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA	112
5.1.2 - CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL.....	112
5.1.2.1 - SEGURANÇA CONTRA ESCOAMENTO E RUPTURA.....	112
5.1.2.2 - ÁREA DE AÇO DE PROTENSÃO POR METRO DE LARGURA	113
5.1.2.3 - FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO NA EXTREMIDADE DA CORDOALHA.....	113
5.1.3 - SITUAÇÃO NO MEIO DA PLACA	113
5.1.3.1 - PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO.....	113
5.1.3.2 - FORÇA DE PROTENSÃO NO MEIO DA PLACA, NO INSTANTE t_0	115
5.1.3.3 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA NO INSTANTE t_0	115
5.1.3.4 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E INSTANTE t_0	115
5.1.3.5 - VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO	116
5.1.3.6 - PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO	116
5.1.3.7 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA EM t_∞	117

5.1.3.8 - FORÇA DE PROTENSÃO EM t_{∞}	118
5.1.3.9 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_{∞}	118
5.1.4 - CÁLCULO DO ALONGAMENTO (Δl) DOS CABOS.....	118
5.1.5 - SITUAÇÃO NO PONTO DE MÁXIMA TRAÇÃO NO CABO	118
5.1.5.1 - CÁLCULO DA FORÇA INICIAL DE TRAÇÃO NO CABO NO PONTO DE REPOUSO: $P(xr)$	118
5.1.5.2 - PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO.....	119
5.1.5.3 - FORÇA DE PROTENSÃO NO PONTO DE REPOUSO (xr) NO INSTANTE t_0	120
5.1.5.4 - TENSÃO NO AÇO NO PONTO DE REPOUSO NO INSTANTE t_0	120
5.1.5.5 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_0	120
5.1.5.6 - VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO	121
5.1.5.7 - PERDAS DIFERIDAS DE PROTENSÃO.....	121
5.1.5.8 - TENSÃO NO AÇO NO PONTO DE REPOUSO EM t_{∞}	122
5.1.5.9 - FORÇA DE PROTENSÃO EM t_{∞}	123
5.1.5.10 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_{∞}	123
5.1.6 - ATRITO COM A SUB-BASE	123
5.1.7 - COMBINAÇÕES PARA O CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO.....	123
5.1.7.1 - SEÇÃO DO MEIO DA PLACA.....	123
5.1.7.2 - SEÇÃO DO PONTO DE REPOUSO	124
5.1.8 - CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO DO PAVIMENTO.....	124
5.1.9 - CÁLCULO DO RAIOS DE RIGIDEZ RELATIVA DA PLACA	126
5.1.10 - EFEITO DA CARGA DOS VEÍCULOS	126
5.1.10.1 - EIXO FRONTAL.....	127
5.1.10.2 - EIXO TRASEIRO	128
5.1.10.3 - MAIORES SOLICITAÇÕES	129
5.1.10.4 - MÓDULO DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO PLENA	130
5.1.10.5 - MOMENTOS DEVIDO À CARGA DE VEÍCULOS.....	130
5.1.11 - EFEITO DO GRADIENTE TÉRMICO NA PLACA.....	130
5.1.12 - DETERMINAÇÃO DA SEGURANÇA À FISSURAÇÃO.....	130
5.1.12.1 - SITUAÇÃO A.....	130
5.1.12.2 - SITUAÇÃO B.....	131
5.1.12.3 - COEFICIENTE MÍNIMO DE SEGURANÇA À FISSURAÇÃO	131

5.1.13 - VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME DISTRIBUÍDA.....	132
5.1.14 - SEGURANÇA CONTRA A FADIGA.....	132
5.1.15 - VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO	133
5.1.16 - ARMADURA TRANSVERSAL.....	134
5.2 - ESTUDOS PARAMÉTRICOS	144
6 - CONCLUSÕES	148
6.1 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	150
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	153
ANEXO A - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL PARA O TECON POR MEIO DAS PLANILHAS DE CÁLCULO	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental. Tabela 13.4 da NBR 6118 (2014).....	36
Tabela 2.2: Classes de agressividade ambiental. Tabela 6.1 da NBR 6118 (2014)	38
Tabelas 2.3 a 2.6: Coeficiente k (RODRIGUES e PITTA, 1997).....	44
Tabela 3.1: Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ - Tabela 8.2 da NBR 6118/2014.....	57
Tabela 3.2: Valor do coeficiente s em função do tipo de cimento utilizado no concreto	57
Tabela 3.3: Coeficientes de atrito entre cabo e bainha – Conforme NBR 6118 (2014).....	58
Tabela 3.4: Limites para σ_{pi}	59
Tabela 3.5: Penetração da cunha no sistema Freyssinet	63
Tabela 3.6: Penetração da cunha individual no sistema Freyssinet	63
Tabela 3.7: Valores de ψ_{1000} , em porcentagem (Tabela 8.4 da NBR 6118/2014)	70
Tabela 3.8: Valores da resistência mínima à fadiga do aço de protensão ($\Delta f_{pd, fad, min}$). Parte referente a concreto protendido da Tabela 23.2 da NBR 6118 (2014).	89
Tabela 3.9: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$. Tabela 11.1 da NBR 6118 (2014)	94
Tabelas 4.1: Dados iniciais de VASCONCELOS (1979)	99
Tabelas 4.2: Resultados de VASCONCELOS (1979)	100
Tabelas 4.3: Resultados do dimensionamento do pavimento, através do modelo de cálculo proposto.	101
Tabela 4. 4: Verificação da segurança à fissuração.....	102
Tabelas 4.5: Dados iniciais do projeto.....	103
Tabelas 4.6: Resultados obtidos através do modelo de cálculo	104
Tabela 5.1: Resultados para as quatro situações de cálculo.....	126
Tabela 5.2: Raio de rigidez para as quatro situações de cálculo.....	126
Tabelas 5.3: Resultados da planilha de cálculo para a verificação no estado-limite último .	133
Tabelas 5.4: Dados iniciais para o dimensionamento	134
Tabelas 5.5: Cálculos iniciais	135
Tabelas 5.6: Perdas de protensão	136
Tabelas 5.7: Verificação do concreto no ato da protensão	137

Tabelas 5.8: Atrito com a sub-base	137
Tabelas 5.9: Combinações de cálculo.....	138
Tabelas 5.10: Momento de fissuração e raio de rigidez do pavimento.....	139
Tabelas 5.11: Carregamento dos veículos	140
Tabelas 5.12: Efeito do gradiente térmico	140
Tabelas 5.13: Segurança à fissuração e verificação da carga uniforme.....	141
Tabelas 5.14: Segurança contra fadiga	142
Tabelas 5.15: Verificação no estado-limite último	143
Tabelas A.1: Dados iniciais para o dimensionamento	154
Tabelas A.2: Cálculos iniciais	155
Tabelas A.3: Perdas de protensão.....	156
Tabelas A.4: Verificação do concreto no ato da protensão	157
Tabelas A.5: Atrito com a sub-base.....	157
Tabelas A.6: Combinações de cálculo	158
Tabelas A.7: Momento de fissuração e raio de rigidez do pavimento	159
Tabelas A.8: Carregamento dos veículos	160
Tabela A.9: Efeito do gradiente térmico	160
Tabelas A.10: Segurança à fissuração e verificação da carga uniforme	161
Tabelas A.11: Segurança contra fadiga	162
Tabelas A.12: Verificação no estado-limite último	163

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Livros recebendo esforço de compressão.....	29
Figura 2.2: Elementos pré-moldados unidos por protensão	29
Figura 2.3: Execução de laje alveolar em concreto protendido.....	32
Figura 2.4: Cordoalhas, bainha e ancoragem para protensão com aderência posterior	33
Figura 2.5: Cordoalha, bainha e ancoragem para protensão sem aderência	33
Figura 2.6: Seção submetida à descompressão parcial	37
Figura 2.7: Fibras metálicas para uso no concreto	41
Figura 2.8: Fibras sintéticas de polipropileno para uso no concreto.....	41
Figura 2.9: Perfil de um pavimento em concreto protendido	42
Figura 2.10: Preparação das armaduras ativas sobre a camada de deslizamento	45
Figura 2.11: Armadura de reforço de borda e fretagem	47
Figura 2.12: Lança do caminhão bomba espalhando o concreto	48
Figura 2.13: Adensamento e nivelamento do concreto por meio de plataforma <i>laser screed</i>	49
Figura 2.14: Acabamento superficial.....	49
Figura 2.15: Macaco hidráulico em carrinho de mão para transporte	50
Figura 2.16: Macaco hidráulico sendo posicionado para começar a protensão	51
Figura 3.1: Seção transversal do pavimento em concreto protendido	54
Figura 3.2: Seção longitudinal do pavimento em concreto protendido. Em destaque aparecem as ancoragens nos extremos e uma bainha.....	54
Figura 3.3: Vista superior do pavimento e suas faixas de concretagem.....	54
Figura 3.4: Perdas de protensão no cabo devido ao atrito (linha azul)	62
Figura 3.5: Tensão no concreto devido à protensão.....	67
Figura 3.6: Seção transversal do pavimento	75
Figura 3.7: Deformações no concreto e no aço	75
Figura 3.8: Tensões no concreto e no aço.....	76
Figura 3.9: Forças resultantes	77
Figura 3.10: Relação entre o momento de fissuração e a curvatura da seção transversal	81
Figura 3.11: Seção transversal	89
Figura 3.12: Deformações no estado-limite último	90

Figura 3.13: Carregamentos no estado-limite último	90
Figura 3.14: Diagrama tensão-deformação do aço de protensão	91
Figura 3.15: Esforços na seção do pavimento.....	96
Figura 3.16: Esforços na seção do pavimento.....	97
Figura 5.1: Seção transversal do pavimento em concreto protendido, com dimensões para a primeira tentativa de interação. As medidas estão em centímetros.	107
Figura 5.2: Seção longitudinal do pavimento em concreto protendido. Em destaque aparecem as ancoragens nos extremos e uma bainha.....	107
Figura 5.3: Vista superior do pavimento e suas faixas de concretagem.....	107
Figura 5.4: Trecho do pátio de contêineres – Tecon Rio Grande	108
Figura 5.5: Ilustração do Stacker SWV 4531 TB6	109
Figura 5.6: Influência da espessura do pavimento	144
Figura 5.7: Influência do f_{ck}	145
Figura 5.8: Influência da taxa de armadura	145
Figura 5.9: Influência do coeficiente de recalque da sub-base.....	146
Figura 5.10: Relação entre a carga por roda e o momento	147

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A_p	- Área de aço de protensão por metro de largura do pavimento;
A_c	- Área da seção transversal do concreto;
F_a	- Força de atrito com a sub-base;
E_{ci}	- Módulo de elasticidade inicial do concreto;
E_{cs}	- Módulo de elasticidade secante do concreto;
E_I	- Módulo de elasticidade do concreto no estágio I;
E_p	- Módulo de elasticidade do aço de protensão;
F_a	- Força de atrito entre a placa de concreto e a sub-base;
I_c	- Momento central de inércia na seção do concreto;
K	- Coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais no cabo;
L_{dup}	- Largura do eixo duplo;
L_f	- Largura de cada faixa de concretagem;
L_s	- Largura do eixo simples;
L_t	- Largura total do pavimento;
M_g	- Momento fletor no pavimento provocado pelo peso próprio;
M_{Pi}	- Momento no interior da placa devido à carga dos veículos;
M_{Pb}	- Momento na borda da placa devido à carga dos veículos;
M_{Pc}	- Momento no canto da placa devido à carga dos veículos;
$M_{sd,fad}$	- Momento solicitante para a fadiga;
M_r	- Momento de fissuração;
M_{rd}	- Momento último da placa;
M_s	- Momento de serviço;
$M_{\Delta T}$	- Momento devido ao gradiente térmico na placa;

P	- Carga sobre os pneus relevantes;
P_a	- Força de protensão, após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens;
P_d	- Carga sobre a roda mais carregada;
P_{dup}	- Carga máxima no eixo duplo;
P_i	- Força de protensão inicial;
P_s	- Carga máxima no eixo simples;
P_0	- Força de protensão após as perdas imediatas;
P_∞	- Força de protensão após todas as perdas;
Sd	- Distância de centro a centro dos pneus;
W	- Módulo de resistência da seção plena.

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

a	- Raio do círculo equivalente;
a_p	- Distância entre a armadura ativa e a região tracionada na seção do concreto;
b	- Raio do círculo equivalente corrigido;
c	- Cobrimento da armadura ativa em relação à face inferior da placa;
d_p	- Altura útil da placa;
e_p	- Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;
h	- Espessura da placa;
f_{ck}	- Resistência característica à compressão do concreto;
$f_{ck,j}$	- Resistência característica à compressão do concreto para a idade j ;
f_{ctm}	- Resistência média à tração do concreto;
$f_{ct,f}$	- Resistência à tração do concreto na flexão;
$f_{ctk,inf}$	- Resistência característica à tração do concreto, inferior;
f_{pyk}	- Limite característico de escoamento do aço de protensão;

f_{ptk}	- Limite característico de ruptura do aço de protensão;
k	- Coeficiente de recalque da sub-base;
k_I	- Rigidez adimensional no estágio I;
l	- Raio de rigidez relativa da placa;
n	- Número de grupos de cabos;
p	- Pressão de enchimento dos pneus;
q_{adm}	- Carga máxima admissível no pavimento por unidade de superfície;
s	- Coeficiente correspondente ao tipo de cimento;
xr	- Posição do ponto de repouso.

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

β_1	- Relação entre f_{ckj} e f_{ck} ;
ΔP_{anc}	- Perda de protensão por acomodação das ancoragens;
ΔP_{atr}	- Perda de protensão por atrito entre o cabo e a bainha;
ΔP_{ela}	- Perda de protensão por encurtamento elástico do concreto;
ΔT	- Variação de temperatura ao longo da espessura do pavimento;
ΔT^*	- Variação de temperatura ao longo de um centímetro da espessura da placa;
$\Delta \varepsilon_{cp}$	- Variação da deformação no concreto no nível do aço de protensão;
$\Delta \sigma_c(t, t_0)$	- Variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre t_0 e t ;
$\Delta \sigma_{cp}$	- Variação da tensão no concreto no nível do aço de protensão;
$\Delta \sigma_p(t, t_0)$	- Variação da tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;
$\Delta f_{pd, fad, mín}$	- Resistência mínima à fadiga do aço de protensão;
$\Sigma \alpha$	- Soma dos ângulos de desvio de projeto;
Ψ_1	- Coeficiente de ponderação para ação variável principal;
$\Psi(t, t_0)$	- Coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 .

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

- α - Coeficiente de dilatação térmica;
- α_i - Relação entre E_{ci} e E_{cs} ;
- α_p - Relação entre E_p e E_{cs} ;
- β_1 - Relação entre f_{ckj} e f_{ck} ;
- γ - Peso específico do concreto protendido;
- γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- γ_f - Coeficiente de ponderação das ações para o estado limite de serviço;
- γ_{fis} - Relação entre o momento de fissuração e o momento de serviço;
- γ_m - Coeficiente de ponderação das resistências;
- γ_p - Coeficiente de segurança para armadura ativa no estado-limite último;
- δ - Retorno do cabo por acomodação da ancoragem;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - Retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;
- ε_{p0} - Deformação inicial no aço;
- ε_{pd} - Deformação total no aço;
- μ - Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;
- μ - Coeficiente de atrito entre a sub-base e pavimento;
- ν - Coeficiente de Poisson;
- ξ - Posição adimensional da linha neutra;
- ξ_r - Posição adimensional da linha neutra que corresponde ao momento de fissuração;
- ρ_p - Taxa geométrica da armadura de protensão;
- σ_{cc} - Tensão de compressão no concreto;
- $\sigma_{c,p0g}$ - Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 ;
- σ_{cp1} - Tensão no limite superior da seção de concreto devido à protensão;

- σ_{cp2} - Tensão no limite inferior da seção de concreto devido à protensão;
- σ_{pb} - Tensão na borda do pavimento devido à carga dos veículos;
- σ_{pc} - Tensão no canto do pavimento devido à carga dos veículos;
- σ_{pi} - Tensão no interior do pavimento devido à carga dos veículos;
- σ_{pi} - Tensão inicial na armadura ativa;
- σ_{po} - Tensão na armadura ativa, após as perdas imediatas de protensão;
- $\sigma_{p\infty}$ - Tensão na armadura ativa, após todas as perdas de protensão;
- $\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0 ;
- χ - Curvatura da seção transversal;
- χ_r - Curvatura da seção que corresponde ao momento de fissuração M_r ;
- $\chi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência do aço.
- ψ_0 - Coeficiente de ponderação das ações no estado-limite último.

RESUMO

Os pavimentos de portos estão sujeitos a tipos de cargas que variam em geometria e magnitude, conforme a finalidade do terminal portuário. No caso de um terminal de contêineres, como o de Rio Grande, destacam-se as seguintes cargas: contêineres, stackers, empilhadeiras, RTGs e caminhões. Os tipos de pavimentos tradicionalmente utilizados em portos são: concreto simples, concreto armado, blocos intertravados de concreto e pedra natural. Este trabalho tem como objetivo estudar o uso alternativo do concreto protendido para pavimentos portuários, demonstrando a sua viabilidade, e desenvolver um modelo de cálculo para o dimensionamento deste pavimento. O uso da protensão já é uma realidade para pisos industriais e de aeroportos, pois possibilita espessuras de concreto reduzidas, poucas juntas e redução no número de fissuras, o que prolonga a vida útil do pavimento. Neste trabalho também foram elaboradas planilhas eletrônicas para o dimensionamento de pavimentos em concreto protendido, as quais trazem como resposta a armadura ativa necessária. São estudadas variações de parâmetros como: espessura da laje de concreto, resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), cargas de protensão e dos veículos e propriedades da sub-base. Além disso, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre projeto de pavimento em concreto protendido e critérios de projeto para pavimento de um terminal de contêineres. Também foram estudadas alternativas para sub-bases, pois a capacidade de carga do pavimento está diretamente ligada a elas. Os modelos de cálculo e as planilhas foram verificados por meio da comparação dos seus resultados com resultados de outros autores e com um projeto executivo de pavimento. Foi desenvolvido um exemplo completo de dimensionamento de pavimento para o terminal de contêineres do Rio Grande (Tecon). Como resultado deste trabalho concluiu-se que o uso da protensão em pavimentos portuários é viável e que o modelo de dimensionamento proposto e as planilhas eletrônicas são eficientes, pois apresentam resultados próximos de outros autores.

Palavras-chave: porto, pavimento, concreto protendido, terminal de contêineres.

ABSTRACT

Ports pavements undergo different types of loads that vary in geometry and magnitude according to the purpose of the port terminal. In the case of a container terminal, as the Rio Grande, the following loads are highlighted: containers, stackers, forklifts, RTGs and trucks. The pavement types traditionally used in ports are: plain concrete, reinforced concrete, interlocking concrete blocks and natural stone. This work aims to study the alternative use of prestressed concrete in port pavements demonstrating its viability and also to develop a calculation model to the design of this pavement. This kind of pavement is already a reality for industrial and airport pavements. Prestressing enables reduced concrete thickness, few joints and reduction in the number of cracks, which extends the pavement life. In this work, spreadsheets were also developed for the design of prestressed concrete pavements. These spreadsheets give also as a result the necessary prestressed reinforcement area. Parameters variations are studied, such as: thickness of the concrete slab, characteristic compressive strength of concrete (f_{ck}), prestressing force, vehicle loads and the sub-base properties. The project includes a literature review on design of prestressed concrete pavement as well as on design criteria for paving a container terminal. Alternatives for sub-bases were also studied because the floor load capacity is directly related to them. The calculation models and the spreadsheets were verified by comparing their results with other authors' results and with a pavement executive design. The paper presents a pavement design example to the container terminal in Rio Grande (Tecon). This study concludes that the use of prestressing in port pavements is practicable and that the proposed design model and the spreadsheets are efficient as they present results close to other authors'.

Keywords: port, pavements, prestressed concrete, container terminal.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os pavimentos portuários geralmente estão sujeitos a cargas elevadas e o dinamismo das movimentações nos portos cria dificuldades para obras de manutenção. Dessa forma, as soluções de pavimentação devem ter resistência e durabilidade.

As cargas variam em geometria e intensidade, conforme a finalidade do terminal portuário. No caso do terminal de contêineres de Rio Grande (Tecon), destacam-se as seguintes cargas: contêineres, stackers, guindastes de pórtico sobre pneus (RTGs) e caminhões. O pavimento deve ser capaz de suportar as cargas, com deformações dentro dos limites aceitáveis.

Os tipos de pavimentos tradicionalmente utilizados em portos são: pedra natural, concreto compactado a rolo, placas de concreto simples (sem armadura), concreto armado e blocos intertravados de concreto.

Os pavimentos de concreto podem fornecer excelente desempenho sob grande variedade de condições operacionais. No entanto, as juntas de dilatação relativamente próximas constituem pontos por onde pode ocorrer infiltração de água, o que provoca a perda de partículas finas, tornando a sub-base mais suscetível a recalques. Desse modo, a ação das rodas dos veículos poderá causar tensões maiores no pavimento na proximidade das juntas.

A protensão constitui um método eficiente para diminuir o número de juntas e reduzir o risco de fissuração na placa. Assim, a protensão prolonga a vida útil do pavimento.

No caso de pavimentos de concreto simples, a espessura precisa ser maior, porque o dimensionamento é baseado na pequena resistência do concreto à tração. Com o uso da protensão é possível reduzir a espessura da placa, pois ocorre um melhor uso da elevada resistência à compressão do concreto.

No projeto de pavimentos de concreto protendido as ações mais importantes a serem levadas em conta são: a carga dos veículos, atrito da placa com a sub-base, a capacidade de carga do subleito, as variações de temperatura e as perdas imediatas e diferidas de protensão.

1.2 - OBJETIVOS

1.2.1 - OBJETIVO PRINCIPAL

Este trabalho tem como objetivo estudar a alternativa da laje de concreto protendido para pavimentos portuários, demonstrando que essa solução é viável técnica e economicamente para cargas elevadas.

1.2.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Apresentar uma revisão bibliográfica dos principais aspectos relacionados ao pavimento de concreto protendido;
- Desenvolver um modelo de cálculo para pavimento em concreto protendido;
- Verificar o modelo de cálculo proposto através de outros autores;
- Produzir um exemplo detalhado de dimensionamento de pavimento para o Tecon;
- Criar planilhas eletrônicas para dimensionamento de pavimento em concreto protendido, que permitam variar dados como espessura da laje de concreto, taxa de armadura ativa e coeficiente de recalque da sub-base, permitindo encontrar a solução mais vantajosa.

1.3 - JUSTIFICATIVA

A pavimentação no Brasil foi, durante muito tempo, baseada em critérios de projeto e execução obsoletos que resultavam em pisos de concreto simples, ou seja, sem armadura, com placas de pequenas dimensões e grande espessura. Esses pavimentos possuem patologias que ocasionam perda de produtividade e necessitam de grandes custos de manutenção. No entanto, a valorização crescente dos bens imóveis provoca a necessidade de um uso mais racional das edificações, através da modernização dos equipamentos e verticalização dos estoques. Por isso, as obras passaram a exigir a execução de pavimentos

com maior resistência, durabilidade, baixa manutenção e bons índices de planicidade e nivelamento (BRAGA, ROCHA e SÁ, 2009).

As patologias nos pavimentos de concreto quase sempre aparecem nas juntas ou em fissuras de retração. Assim, a durabilidade de um pavimento de concreto diminui com o aumento do número de juntas, pois pode ocorrer infiltração de água por elas, provocando a saída das partículas finas, a medida que a água percola pela sub-base. Desse modo, o pavimento fica suscetível a recalques e ocorre o aumento das solicitações da placa sob a ação das cargas concentradas das rodas dos veículos. A protensão constitui um meio eficiente de diminuir o número de juntas, contribuindo para a durabilidade do pavimento (VASCONCELOS, 1979).

No pavimento rígido em concreto protendido, os esforços de tração são controlados pela protensão, a qual comprime o concreto criando nele uma reserva de tensão que permite uma redução sensível na espessura da placa, o que geralmente cobre os custos da protensão. A placa assim comprimida se constitui num pavimento praticamente impermeável e sem trincas, resguardando a sub-base principalmente do fenômeno do "bombeamento". As juntas de dilatação, maior fonte de quebras na placa convencional, podem ser distanciadas até 150 m uma da outra (SCHMID, 2005).

Dessa forma, o uso do concreto protendido em pavimentos proporciona uma estrutura com maior durabilidade que o concreto simples e com menores custos de manutenção, por ter controle de fissuração.

Este trabalho busca contribuir para a divulgação e aumento do uso de pavimentos em concreto protendido, oferecendo aos projetistas uma revisão bibliográfica dos principais aspectos relacionados ao concreto protendido, um exemplo detalhado de cálculo de pavimento e planilhas eletrônicas que contém um programa para o dimensionamento.

Conforme SOUZA, K. N. (2005), a corrosão das armaduras provocada pela ação dos íons cloreto é um dos problemas mais sérios que ocorrem em uma estrutura situada em ambiente marítimo, visto que podem penetrar grandes profundidades.

Como o foco desta dissertação é o uso do concreto protendido para ambientes portuários, no exemplo de cálculo foi escolhida a protensão aderente, pois a injeção de nata de cimento oferece maior proteção ao cabo contra a corrosão, no entanto este trabalho e suas planilhas também apresentam as equações para a protensão não aderente.

1.4 - CONTRIBUIÇÃO DO TRABALHO

- Desenvolvimento de um modelo de cálculo para dimensionamento de pavimento em concreto protendido de acordo com a NBR 6118 (2014). O modelo considera todas as perdas imediatas e progressivas de protensão, interação entre solo e estrutura, momentos devido aos veículos e ao gradiente térmico. Também inclui cinco verificações de segurança: esmagamento do concreto no ato da protensão, fissuração, carga uniforme distribuída, fadiga e estado limite-último;
- Atualização da metodologia proposta por VASCONCELOS (1979), de acordo com a NBR 6118 (2014);
- Elaboração de novos modelos para cálculo do momento de fissuração (M_r) e do momento último (M_{rd}) de pavimento de concreto protendido;
- Desenvolvimento de um modelo para verificação da fadiga;
- Execução de um exemplo de cálculo detalhado para pavimento portuário;
- Elaboração de planilhas eletrônicas para o dimensionamento de pavimento em concreto protendido.

1.5 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é dividido em seis capítulos, sendo este o primeiro.

O Capítulo 2 apresenta uma descrição e um breve histórico sobre o concreto protendido. Descreve os sistemas e os níveis de protensão e os critérios de escolha. Apresenta os principais tipos de pavimentos de concreto, com ênfase no protendido. Exibe um estudo sobre subleito e sub-base e descreve as etapas de execução do pavimento. Também realiza uma comparação entre orçamentos de pavimentos em concreto protendido e concreto armado.

No Capítulo 3, é desenvolvido um roteiro de cálculo para dimensionamento de pavimento em concreto protendido. São apresentadas equações para determinação das perdas imediatas e progressivas de protensão e do atrito com a sub-base e deduzidas

equações para o momento de fissuração. Os momentos provocados pelos veículos e pelo gradiente térmico são retratados a partir da teoria de Westergaarg. Neste capítulo, também estão inclusas verificações de segurança para o pavimento, com relação: ao esmagamento do concreto no ato da protensão, à fissuração, à carga uniforme distribuída, à fadiga e ao estado-limite último.

No Capítulo 4, é feita a comprovação experimental do modelo de cálculo, através da comparação de seus resultados com um dimensionamento de pavimento de aeroporto apresentado em VASCONCELOS (1979) e com um projeto executivo da empresa Fernandes Engenharia de Itatiba, SP.

No Capítulo 5, é dimensionado um pavimento em concreto protendido para o Tecon de Rio Grande, utilizando o modelo de cálculo proposto no capítulo 3. A armadura transversal é determinada através das planilhas desenvolvidas como parte desse trabalho. Também são testadas variáveis como: espessura da placa, resistência característica à compressão do concreto e taxa de armadura de protensão.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões obtidas com base nos estudos para construção do modelo de cálculo para pavimentos de concreto protendido e na aplicação do mesmo.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - TRABALHOS DESENVOLVIDOS SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO

Em PALIGA (2003), é apresentado um estudo sobre o comportamento de lajes de concreto armado apoiadas no solo, sob a ação de cargas distribuídas e concentradas, empregando o método dos elementos finitos. O concreto é modelado através de elementos finitos, com a combinação do estado plano de tensões e da formulação de placas de Mindlin. A modelagem é bidimensional e inclui o comportamento não-linear do material e a fissuração. O solo é representado como uma base elástica, utilizando o Princípio dos Trabalhos Virtuais. Além disso, o trabalho também apresenta um estudo de caso de pavimento portuário submetido a cargas de grande intensidade, onde foram testadas variáveis como espessura da placa, resistência à compressão do concreto, taxa de armadura e coeficiente de reação vertical do solo.

Em RODRIGUES (2006), é encontrada uma revisão sobre as propriedades relevantes do subleito e da sub-base para o projeto de pavimentos rígidos, são apresentados ensaios de caracterização do solo e de determinação da capacidade de carga. É explicado o conceito do coeficiente de recalque (k), o qual é utilizado para representar o solo como uma base elástica. O trabalho explica as funções da sub-base e os tipos mais utilizados para pavimentos de concreto, além de critérios e fórmulas para determinar o momento fletor, como os métodos de Westergaard, Mayerhof e Lösberg.

Em RODRIGUES (2006), também é analisada a resistência ao desgaste do pavimento em concreto, a qual é um parâmetro importante para o dimensionamento, por influenciar no desempenho do pavimento. A resistência ao desgaste está diretamente relacionada às resistências à tração e compressão do concreto, por isso deve-se adotar um f_{ck} mínimo de 30 MPa.

RODRIGUES e PITTA (1997) desenvolveram um método gráfico para determinar o momento fletor em pavimentos rígidos, baseado nas Cartas de Influência de Pickett e Ray, porém de uso mais prático. Ainda apresentam um exemplo de dimensionamento para pavimento rodoviário e outro para piso industrial, ambos de concreto armado com o uso de telas soldadas.

ALAGARSAMY et al. (2004) apresentaram um programa que determina as tensões e os deslocamentos em pavimentos de concreto protendido, causados por cargas de veículos e condições ambientais. Os resultados obtidos com o programa podem ser utilizados no projeto de pavimentos para determinar a espessura e comprimento da placa e o nível de protensão, de modo a manter as tensões resultantes sob limites admissíveis.

OLIVEIRA (2000) faz um resumo da teoria de Westergaard para cálculo das tensões decorrentes de veículos. Analisa o comportamento de pavimentos rígidos com diferentes configurações de cargas, com o auxílio do software Ansys 5.5, o qual utiliza o Método dos Elementos Finitos. Estuda a formação de fissuras no concreto, as barras de transferência e a importância das juntas de dilatação e exibe exemplos de dimensionamento de pavimentos em concreto simples e armado.

ALMEIDA FILHO (2002) aborda a utilização da protensão não aderente em lajes de edifícios residenciais e comerciais. Com o auxílio do software de análise estrutural TQS, estuda três sistemas estruturais: laje plana maciça apoiada sobre pilares, laje plana nervurada apoiada sobre pilares e laje nervurada armada apoiada em vigas faixa protendidas.

SENEFONTE (2007) estuda a utilização da protensão não aderente em pisos industriais de concreto. Aborda aspectos relativos ao subleito, especificação do concreto e das cordoalhas engraxadas, diretrizes de dimensionamento, interação com outros elementos estruturais, tecnologia e controle da execução.

SCHMID (2005) apresenta os principais esforços solicitantes para dimensionamento de pavimentos em concreto protendido: o momento devido ao gradiente térmico e o momento devido à carga dos veículos. Também exibe fórmulas para o cálculo da deflexão vertical devido à carga de roda e uma explanação sobre as etapas da execução do pavimento.

Em XEREZ NETO (2013), está um exemplo de dimensionamento de pavimento em concreto armado para tráfego de ônibus e outro para empilhadeiras e estantes. Em ambos os casos, são utilizados os métodos de Rodrigues e Pitta, Mayerhof, Lösberg, e Plamgren-Miner para cálculo do momento devido aos veículos, dessa forma o trabalho estabelece uma oportunidade para comparar os resultados de diferentes métodos. Ainda, apresenta os

aspectos geométricos e as cargas das empilhadeiras mais comumente utilizadas em pavilhões industriais e comerciais.

BALBO (2009) analisa diversas propriedades dos materiais utilizados para pavimentos em concreto armado. Apresenta um estudo sobre o coeficiente de recalque do solo e fórmulas de diferentes autores para cálculo do momento provocado pelos veículos, sendo que há um destaque para a teoria e equações de Westergaard.

VASCONCELOS (1979) apresenta um estudo detalhado sobre o efeito das variações de temperatura em pavimentos rígidos. O gradiente térmico ao longo da espessura da placa provoca empenamento e o surgimento de tensões de flexão, já as variações uniformes provocam dilatação. O momento fletor devido à carga dos veículos é calculado através das equações de Westergaard e Cartas de Influência de Pickett e Ray. Mostra o conceito de Peso da Roda Única Equivalente (PRUE), ou seja, a roda que sozinha provoca o mesmo efeito no pavimento que o conjunto. Estuda as perdas imediatas e progressivas de protensão e apresenta um roteiro para dimensionamento de pavimento de concreto protendido. Enfatiza as diretrizes para projeto e execução do pavimento.

2.2 - CONCEITO DE PROTENSÃO

A protensão consiste na aplicação prévia de esforços em um elemento sólido buscando melhorar seu comportamento durante a atuação das cargas de serviço. A protensão é muito utilizada em elementos estruturais, com a finalidade de melhorar seu desempenho e otimizar o uso de materiais de construção.

De acordo com CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO (1998), o princípio da protensão pode ter outras aplicações. Por exemplo, se uma pessoa deseja carregar uma pilha de livros na horizontal, conforme a Figura 2.1, é necessário aplicar uma força prévia no sentido de comprimir uns livros contra os outros. Dessa forma, o atrito entre os livros é ampliado de forma a tornar-se capaz de impedir a queda deles durante o transporte. Assim, foi aplicada uma protensão na pilha de livros.



Figura 2.1: Livros recebendo esforço de compressão

A protensão também é utilizada para unir elementos pré-moldados de concreto, como ilustra a Figura 2.2, nesse caso a protensão tem a função de solidarizar as peças estruturais, garantindo a integridade da construção. Esse sistema tem sido utilizado no Brasil para a construção de pontes.

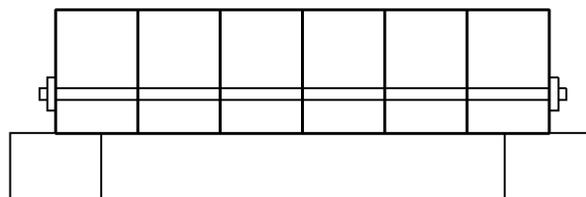


Figura 2.2: Elementos pré-moldados unidos por protensão

Conforme PFEIL (1983), “a protensão pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações”.

2.3 - CONCRETO PROTENDIDO

O concreto protendido consiste basicamente na utilização de cabos de aço no interior do concreto, os quais recebem um esforço de tração através de macacos hidráulicos. Então esta tensão é transferida para o concreto, com o uso de ancoragens, no caso da pós-tensão, ou através do atrito e aderência entre cabos e concreto, no caso da pré-tensão (LANNES, 2005).

A protensão tem como objetivo tirar o máximo de benefícios das propriedades do aço e do concreto, como materiais de construção. O aço resiste muito bem a esforços de tração e compressão, porém devido ao seu custo elevado é importante que as seções sejam reduzidas, dessa forma as barras ou cabos ficam sujeitos à flambagem, quando submetidos à compressão. Por isso é mais útil colocar o aço nos locais da estrutura onde ocorre a tração.

O concreto por sua vez, possui uma boa resistência à compressão, porém sua resistência à tração é muito limitada, cerca de 10% da resistência à compressão. Por isso o concreto precisa ser reforçado com aço, nos locais da estrutura que estarão sujeitos à tração.

Com a protensão, busca-se eliminar o esforço de tração no concreto, ou limitar esse esforço no valor da resistência à tração do concreto. Com isso, ocorre um uso mais racional do aço e do concreto, assim é possível reduzir o volume de concreto necessário e controlar a fissuração, aumentando a durabilidade da estrutura.

As principais vantagens do uso da protensão são:

- Execução de estruturas com grandes vãos e peso próprio reduzido, o que advém do melhor uso do concreto;
- Redução das deformações em serviço, a força de protensão geralmente coloca o aço próximo do escoamento, com isso toda a deformação deste material até o limite de escoamento não irá afetar o concreto. Com a redução ou eliminação da tração no concreto, as deformações nele também são bem menores;
- Controle da fissuração por retração hidráulica e durante o uso da estrutura. Mesmo que um carregamento acima do projeto ocorra na estrutura e acabe causando fissuras, quando ele passar, a protensão irá manter as fissuras fechadas;
- Aumento da segurança em ambientes agressivos, como as fissuras ficam fechadas, o aço fica protegido no interior do concreto contra a corrosão, o que aumenta a vida útil da estrutura;
- Execução de Projetos Arquitetônicos inovadores e além das possibilidades do concreto armado;
- Redução do carregamento sobre as fundações, pois o peso próprio dos elementos estruturais fica reduzido.

2.4 - HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO

O uso da protensão em estruturas de concreto remonta a segunda metade do século XIX, quando o engenheiro J. P. Jackson patenteou, nos Estados Unidos, um método para unir blocos pré-moldados de concreto utilizando um tirante para aplicar uma tensão prévia (GOMES JUNIOR, 2009).

Outros pesquisadores também realizaram estudos sobre o concreto protendido e obtiveram patentes na Europa e nos EUA, porém até o final do século XIX nenhum sistema se mostrava realmente eficaz, pois as perdas de protensão comprometiam as estruturas. Esse quadro mudou quando Mörsch e Koenen demonstraram a existência da retração e da fluência no concreto, as quais provocavam perdas de protensão. Concluiu-se que forças reduzidas de protensão não eram eficientes (GOMES JUNIOR, 2009).

O concreto protendido teve um grande desenvolvimento, quando em 1928, o engenheiro francês Eugène Freyssinet publicou um estudo bastante abrangente sobre o tema. Uma das inovações propostas por Freyssinet foi a utilização de aços de alta resistência sob a forma de cordoalhas, assim era possível superar as perdas por retração e fluência do concreto. Também desenvolveu métodos construtivos, equipamentos e aços especiais, sob os quais obteve patentes (CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO, 1998).

No término da Segunda Guerra Mundial, em 1945, a Europa estava destruída, então era necessária a aplicação de métodos capazes de agilizar a reconstrução. O concreto protendido foi utilizado principalmente para pontes e devido ao seu sucesso difundiu-se por todo o mundo.

A primeira obra em concreto protendido no Brasil foi a ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, a qual foi concluída em 1948. Todos os aços utilizados na construção foram importados da França. O projeto também era francês, sendo que o engenheiro Eugène Freyssinet contribuiu na sua elaboração (CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO, 1998).

Nos anos 1950, começou a produção de aços para protensão no Brasil, com destaque para a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, o que serviu de estímulo para o desenvolvimento do uso da protensão no país.

2.5 - SISTEMAS DE PROTENSÃO

A seguir estão descritos os sistemas para protensão do concreto. A diferença entre eles está na interação entre o concreto e a armadura ativa. Pode ser com aderência inicial, aderência posterior ou sem aderência.

2.5.1 - PROTENSÃO COM ADERÊNCIA INICIAL

A protensão com aderência inicial é amplamente utilizada na produção de elementos pré-moldados de concreto protendido. A armadura ativa é posicionada nas fôrmas e então tracionada, o que ocorre antes da concretagem, por isso os macacos hidráulicos precisam ser fixados em elementos externos, conforme a Figura 2.3. Após a cura do concreto, os equipamentos que mantêm os cabos tracionados são retirados e os cabos cortados. Dessa forma, a protensão é transferida para o concreto, apenas por aderência (CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO, 1998).



Figura 2.3: Execução de laje alveolar em concreto protendido

Fonte: <www.lajiosa.com.br/processo_de_fabricacao> Acesso em: 10/09/2015

2.5.2 - PROTENSÃO COM ADERÊNCIA POSTERIOR

Na protensão com aderência posterior a tração é aplicada na armadura ativa após o endurecimento do concreto, com isso os macacos hidráulicos podem ser apoiados na própria estrutura. Posteriormente ocorre a injeção de nata de cimento nas bainhas, para criar aderência entre os cabos e o concreto (NBR 6118, 2014). Caso ocorra a ruptura de um cabo em um ponto, a protensão não será perdida, pois os esforços serão redistribuídos, graças à aderência.



Figura 2.4: Cordoalhas, bainha e ancoragem para protensão com aderência posterior

Fonte: <www.prepron.com.br/materiais> Acesso em: 10/09/2015

2.5.3 - PROTENSÃO SEM ADERÊNCIA

O alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, dessa forma os equipamentos de protensão podem ser apoiados no próprio elemento estrutural. Nesse sistema, não ocorre a injeção de nata e são utilizados cabos engraxados, para diminuir o atrito entre a armadura e o concreto, com isso, o aço fica ligada ao concreto apenas em pontos localizados, através das ancoragens (NBR 6118, 2014).



Figura 2.5: Cordoalha, bainha e ancoragem para protensão sem aderência

Fonte: <www.rudloff.com.br/concreto-protendido> Acesso em: 10/09/2015

2.5.4 - ESCOLHA DO SISTEMA DE PROTENSÃO

Como foi comentado no item 2.5.1, a protensão com aderência inicial é utilizada em elementos pré-moldados.

A escolha entre protensão com aderência posterior ou sem aderência deve ser feita de acordo com as necessidades de cada empreendimento e levando em conta as vantagens e desvantagens de um sistema em relação ao outro.

CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO (1998) listaram as seguintes vantagens para a protensão não aderente:

- Possibilidade de posicionar os cabos com excentricidades maiores;
- O aço já vem de fábrica com proteção contra corrosão;
- As perdas por atrito são muito baixas;
- A colocação dos cabos é rápida e simples e a operação de injeção é eliminada, dessa forma o custo da protensão é reduzido.

Os autores também apontaram as vantagens para a protensão aderente:

- No estado limite último, o aço e o concreto trabalham em conjunto, o que aumenta a capacidade de carga, assim o uso de materiais é otimizado;
- Melhoria do comportamento da estrutura entre os estágios de fissuração e de ruptura;
- A ruptura do cabo em um ponto tem consequências muito restritas, pois como o concreto e o aço estão solidarizados, apenas o ponto da ruptura ficará sem protensão;
- A nata de cimento, quando bem injetada, constitui uma proteção confiável e permanente para a armadura ativa.

2.6 - ESTADOS LIMITES DE UMA ESTRUTURA

Os estados limites representam as condições a partir das quais, a estrutura apresentará um desempenho inadequado, de acordo com a sua finalidade de projeto

(HANAI, 2005). A seguir serão descritos os estados-limites, de acordo com a NBR 6118 (2014).

- ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

- ESTADO LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURAS (ELS-F)

Estado em que se inicia a formação de fissuras. É atingido quando a tensão de tração na seção transversal for igual à resistência à tração do concreto na flexão.

- ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W)

Estado em que as fissuras possuem aberturas iguais aos máximos especificados na Tabela 2.1.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 2.5.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Tabela 2.1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental. Tabela 13.4 da NBR 6118 (2014)

- ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS-DEF)

Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados no item 13.3 da NBR 6118 (2014).

- ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)

Estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção.

- ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO PARCIAL (ELS-DP)

Estado no qual é garantida a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais

próxima da cordoalha ou bainha de protensão, conforme pode ser visto na Figura 2.6. Para mais informações ver a Tabela 2.1 (Tabela 13.4 da NBR 6118-2014).

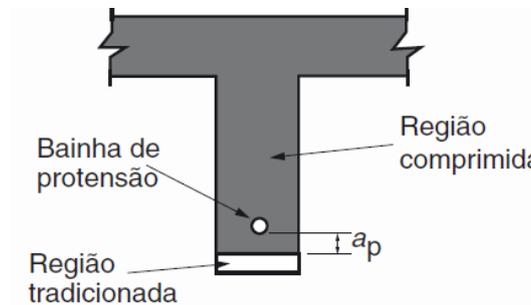


Figura 2.6: Seção submetida à descompressão parcial

- ESTADO LIMITE DE COMPRESSÃO EXCESSIVA (ELS-CE)

Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. O ELS-CE é utilizado para verificar o concreto na ocasião da aplicação da protensão. Dessa forma, a tensão máxima de compressão na seção do concreto não pode ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} para a idade de aplicação da protensão.

2.7 - NÍVEIS DE PROTENSÃO

A protensão pode ser completa, limitada ou parcial. A diferença entre os níveis está na tolerância a esforços de tração e à fissuração no concreto, conforme pode ser visto na Tabela 2.1 e em HANAI (2005). Quanto maior o nível de protensão, maior será a força aplicada nos cabos.

2.7.1 - PROTENSÃO COMPLETA (NÍVEL 3)

As condições de protensão completa devem ser atendidas no caso de elementos com armadura pré-tracionada em ambientes de Classe de Agressividade Ambiental (CAA) III e IV. Estas classes expressam o risco de deterioração da estrutura por fatores ambientais, conforme a Tabela 2.2.

Devem ser atendidas as duas condições a seguir:

- Para combinações frequentes de ações é respeitado o estado limite de descompressão (ELS-D). O ESD-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm, a critério do projetista;
- Para as combinações raras de ações é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

Dessa forma, na protensão completa não se admitem tensões normais de tração no concreto, decorrentes da flexão, a não ser em casos excepcionais.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 2.2: Classes de agressividade ambiental. Tabela 6.1 da NBR 6118 (2014)

2.7.2 - PROTENSÃO LIMITADA (NÍVEL 2)

As condições de protensão limitada devem ser atendidas no caso de elementos com armadura pré-tracionada em ambientes de CCA II ou com armadura pós-tracionada em ambientes de CAA III e IV.

Devem ser atendidas as duas condições a seguir:

- Para as combinações quase permanentes de ações é respeitado o estado limite de descompressão (ELS-D). A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm;
- Para as combinações frequentes de ações é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

Para combinações quase permanentes não são permitidas tensões de tração no concreto, já para combinações frequentes são admitidas tensões de tração, porém sem ultrapassar a resistência à tração do concreto na flexão (f_{ctf}).

2.7.3 - PROTENSÃO PARCIAL (NÍVEL 1)

As condições de protensão parcial devem ser atendidas no caso de elementos com armadura pré-tracionada em ambientes de CAA I ou com armadura pós-tracionada em ambientes de CAA I e II.

Para a protensão parcial, somente uma condição é imposta:

- Para condições frequentes de ações é respeitado o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), com $w_k \leq 0,2$ mm, ou seja, é admitida a fissuração, desde que as fissuras características não ultrapassem 0,2 mm.

2.8 - PAVIMENTOS DE CONCRETO

Os pavimentos de concreto devem ser projetados com os princípios da qualidade e durabilidade, pois não é positivo para as empresas pararem suas atividades a fim realizar manutenções. Os pavimentos também devem ter um bom acabamento e bons índices de planicidade e nivelamento. Dessa forma, cada pavimento deve ser projetado de acordo com as necessidades do cliente.

2.8.1 - PAVIMENTO DE CONCRETO SIMPLES

Este sistema é amplamente difundido no Brasil, com obras executadas em todas as regiões. O pavimento é constituído por placas de concreto, apoiadas na sub-base, sendo os esforços de tração e compressão resistidos apenas pelo concreto, por isso as espessuras são grandes. As placas precisam ser curtas e com isso as juntas próximas, para evitar as fissuras devido à retração, dilatação térmica e empenamento. (BRAGA, ROCHA e SÁ, 2009).

2.8.2 - PAVIMENTO COM ARMADURA PARA CONTROLAR A FISSURAÇÃO

As placas de concreto possuem malhas de aço posicionadas acima do plano médio da seção, mantendo-se pelo menos cinco centímetros de cobertura. A armadura tem a função de restringir a propagação de fissuras devido à retração hidráulica e as mudanças de temperatura. Dessa forma, é possível diminuir o número de juntas, aumentando as dimensões das placas. A malha pode ser composta por barras de aço amarradas no local da obra, porém é mais comum a utilização de telas soldadas (OLIVEIRA, 2000).

2.8.3 - PAVIMENTO DE CONCRETO ARMADO

As placas possuem uma armadura na parte inferior, onde se desenvolvem as maiores tensões de tração devido ao carregamento, e outra na parte superior, para controlar a fissuração por retração hidráulica e mudanças de temperatura. Com o uso do aço é possível diminuir a espessura do pavimento e aumentar o espaçamento entre juntas, o que diminui as patologias e o custo de manutenção (OLIVEIRA, 2000).

2.8.4 - PAVIMENTO DE CONCRETO COM ADIÇÃO DE FIBRAS

Conforme BRAGA, ROCHA e SÁ (2009), as fibras são misturadas ao concreto durante sua produção, com a finalidade de aumentar a resistência à tração e assim controlar a

fissuração. O uso de fibras pode substituir a necessidade de armadura convencional em pavimentos. O concreto reforçado com fibras possui resistência maior à abrasão e o desgaste superficial, se comparado ao concreto simples ou armado. As fibras podem ser metálicas ou sintéticas como podem ser vistas nas Figuras 2.7 e 2.8, respectivamente.



Figura 2.7: Fibras metálicas para uso no concreto

Fonte: TAMAKI (2011)



Figura 2.8: Fibras sintéticas de polipropileno para uso no concreto

Fonte: FIGUEIREDO, TANESI e NINCE (2002)

2.8.5 - PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO

Com esse sistema construtivo, o pavimento pode ter uma espessura reduzida e receber cargas elevadas, se comparado ao pavimento de concreto simples. As placas possuem grandes dimensões, por isso as juntas são distantes. Como a manutenção de um pavimento se concentra nas juntas, para o concreto protendido esse custo é reduzido.

As juntas de concretagem são comprimidas pela força de protensão e por isso se mantêm seladas. Por outro lado, as juntas de dilatação térmica devem receber vedação, para impedir a entrada de detritos que venham obstruí-las. Como as dimensões das placas são grandes, o valor da dilatação é expressivo.

Conforme VENTURINI (2012), a empresa Fernandes Engenharia executou uma placa com 7488 m² para o centro de distribuição de uma empresa, na cidade de Cabreúva, São Paulo. Com isso quebrou o recorde mundial para uma única placa sem juntas. O consumo de concreto ultrapassou os 1000 m³.

A execução é mais rápida que pavimentos em concreto armado e a resistência característica do concreto deve ser igual ou superior a 35 MPa (SILVA, 2011).

Caso ocorram fissuras devido a um carregamento excessivo, elas podem fechar logo depois de cessada a ação. Isso é possível por causa da tensão permanente de compressão no concreto, o que não ocorre com outros tipos de pavimento (GOMES JÚNIOR, 2009).

2.8.5.1 - SUBLEITO E SUB-BASE

No caso de pavimentos rígidos, a placa de concreto assume ao mesmo tempo a função de base e revestimento. Abaixo dela, está a sub-base, um elemento estrutural intermediário entre a placa de concreto e o subleito, que por sua vez é formado pelo terreno natural ou por solo trocado, devidamente compactado.

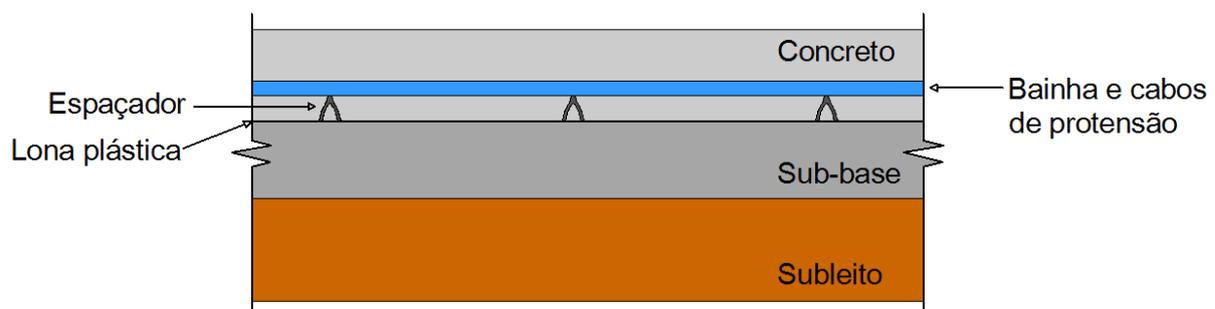


Figura 2.9: Perfil de um pavimento em concreto protendido

Para a execução de um pavimento em concreto protendido é necessário fazer o estudo das camadas do solo local, a fim de avaliar as características e propriedades mecânicas. Partindo desses dados, é feito o preparo do subleito e a execução da sub-base; para ambos, a compactação deve ser feita com controle da umidade. A capacidade de suporte do solo é obtida pelo Califórnia Bearing Ratio (CBR) ou Índice de Suporte Califórnia (ISC).

No dimensionamento de pavimentos rígidos é comum o uso do coeficiente de recalque do solo (k), este pode ser obtido através de ensaio direto, com a aplicação de carga sobre o solo e a medição da deformação vertical, porém é possível relacionar o coeficiente k com o CBR do subleito, através das Tabelas 2.3 a 2.6 (RODRIGUES e PITTA, 1997).

No caso de pavimento em concreto protendido, o valor mínimo para k no topo da sub-base é 100 MPa/m (VASCONCELOS, 1979).

Conforme RODRIGUES (2006), os principais tipos de sub-base são: granular, solo-cimento, brita graduada com cimento e concreto compactado a rolo, sendo que as três funções fundamentais desse elemento estrutural são:

- Eliminar a ocorrência de bombeamento;

O processo de bombeamento é a perda de material fino do solo através das juntas, bordas ou trincas de um pavimento, diminuindo drasticamente a capacidade de suporte do subleito, o que leva a níveis críticos as tensões de tração na flexão, podendo assim causar a ruptura.

- Evitar variações excessivas do material do subleito;

Os materiais de subleito, quando formados por solos expansivos, podem sofrer expansão na presença de água ou retração na ausência dela, dessa forma pode ocorrer a não uniformidade de suporte do pavimento, provocando deformações e até o colapso do pavimento.

- Uniformizar o comportamento mecânico do subleito;

A presença da sub-base uniformiza o comportamento mecânico do subleito e aumenta a resistência dele. Ao contrário do que se poderia imaginar, a uniformidade é o aspecto mais importante, pois melhora a capacidade do conjunto “pavimento e terreno de fundação” para absorver as tensões de cisalhamento oriundas do tráfego de veículos e carregamentos estáticos.

Aumento de k devido a presença de sub-base granular					
Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para a espessura de sub-base igual a (cm)			
CBR (%)	k (MPa/m)	10	15	20	30
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	72	79	96

Aumento de k devido a presença de sub-base de solo-cimento				
Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para a espessura de sub-base igual a (cm)		
CBR (%)	k (MPa/m)	10	15	20
2	16	50	66	89
3	24	69	91	122
4	30	81	108	145
5	34	90	119	160
6	38	98	130	174
7	41	103	138	185
8	44	109	146	195
9	47	115	153	205
10	49	119	158	212
11	51	122	163	218
12	53	126	168	225
13	54	128	171	229
14	56	131	176	235
15	57	133	178	239
16	59	137	183	245
17	60	139	185	248
18	61	140	188	251
19	62	142	190	255
20	63	144	192	258

Aumento de k devido a presença de sub-base de solo melhorado com cimento				
Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para a espessura de sub-base igual a (cm)		
CBR (%)	k (MPa/m)	10	15	20
2	16	36	54	69
3	24	50	72	91
4	30	60	84	107
5	34	66	92	117
6	38	73	99	126
7	41	77	105	133
8	44	82	110	140
9	47	86	115	146
10	49	89	119	151
11	51	92	122	155
12	53	95	125	159
13	54	96	127	162
14	56	99	130	166
15	57	101	132	168
16	59	103	135	172
17	60	105	137	174
18	61	106	139	176
19	62	108	140	178
20	63	109	141	180

Aumento de k devido a presença de sub-base de concreto rolado				
Valor de suporte do subleito		Coeficiente de recalque no topo do sistema (MPa/m), para a espessura de sub-base igual a (cm)		
CBR (%)	k (MPa/m)	10	12,5	15
2	16	65	77	98
3	24	87	101	126
4	30	101	118	145
5	34	111	128	158
6	38	120	138	169
7	41	127	145	177
8	44	133	152	186
9	47	140	159	194
10	49	144	164	199
11	51	148	168	204
12	53	152	173	209
13	54	154	175	211
14	56	158	179	216
15	57	160	182	219
16	59	164	186	224
17	60	166	188	226
18	61	168	190	229
19	62	170	192	231
20	63	172	194	233

Tabelas 2.3 a 2.6: Coeficiente k (RODRIGUES e PITTA, 1997)

Para que a protensão atinja a placa em todo o seu comprimento, é necessário que o atrito com a sub-base seja o menor possível. Por isso, é executada uma camada de deslizamento mediante a colocação de duas mantas de polietileno (lona plástica) sobre toda a área a ser concretada, conforme a Figura 2.10. Dessa forma, é permitida a movimentação da placa devido à aplicação da força de protensão e as variações térmicas. A camada de deslizamento também tem as funções de manter a água de amassamento do concreto, evitando que a mesma seja absorvida pela sub-base, e formar uma barreira dificultando a ascensão de umidade do solo à superfície do piso (SENEFONTE, 2007).

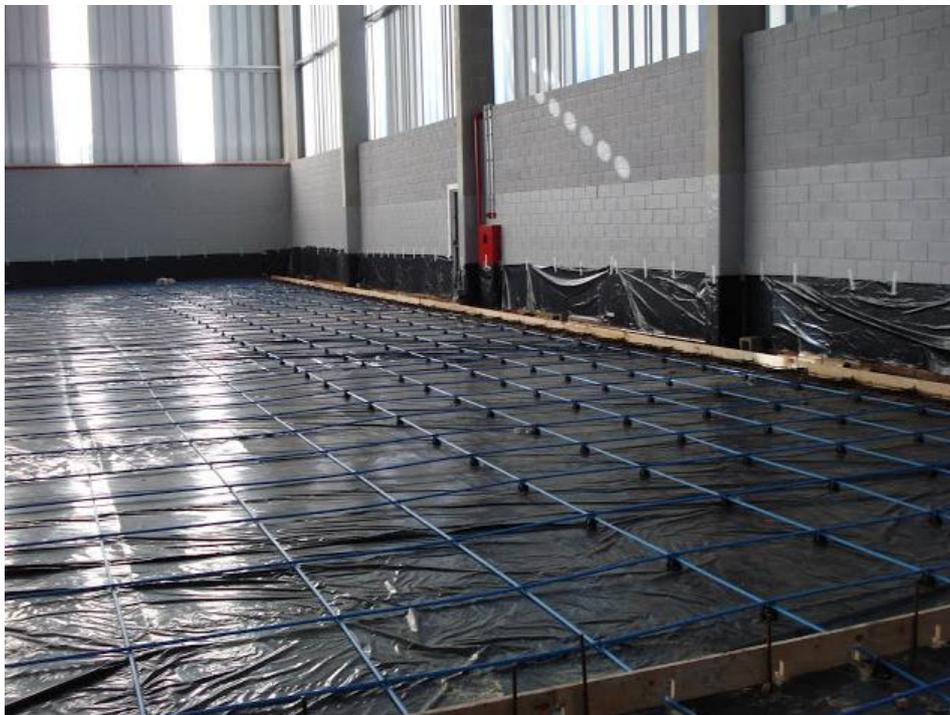


Figura 2.10: Preparação das armaduras ativas sobre a camada de deslizamento

Fonte: <fernandesengenharia.blogspot.com.br> Acesso em: 07/08/2015

2.8.5.2 - ASPECTOS CONSTRUTIVOS DO PAVIMENTO

A seguir, serão descritas as principais etapas da execução de um pavimento em concreto protendido, conforme apresentado em SILVA (2011). Os aspectos relacionados ao subleito, sub-base e camada de deslizamento foram apresentados no item 2.8.5.1.

- MONTAGEM DAS FÔRMAS

O uso de fôrmas em um pavimento de concreto é pequeno, pois a função delas é apenas fazer a contenção lateral do concreto lançado, ou seja, delimitar as bordas das placas, conforme pode ser visto na Figura 2.10. As fôrmas devem ter aberturas na face inferior para a passagem das cordoalhas. Geralmente, são de madeira, para facilitar a execução de furos, os quais variam de projeto para projeto, devido à mudança da distância entre cabos.

- ARMAÇÃO DAS PLACAS

A armadura ativa é composta por cabos de aço, envolvidos por bainhas. No caso da protensão aderente, as bainhas são metálicas e os cabos podem ser colocados antes ou depois da concretagem. Na protensão não aderente, as bainhas são de polipropileno e os cabos são colocados dentro delas ainda na fábrica. As bainhas devem ser dispostas conforme o projeto e amarradas nos cruzamentos com arame.

Nas bordas, a armadura ativa deve transpassar as formas de madeira, que servirão de fixação, também é feita a armadura passiva de fretagem e reforço de borda. As ancoragens são colocadas em suas posições nas extremidades das armaduras ativas. São utilizados espaçadores plásticos para garantir a altura correta e o cobrimento das armaduras.

- PREPARAÇÃO DAS ARMADURAS DE FRETAGEM

Conforme GOMES JÚNIOR (2009), o concreto recebe tensões elevadas de compressão nas proximidades das ancoragens, devido à protensão, então reage com tensões de tração em todas as direções radiais ao redor da armadura de protensão, estas tensões também são conhecidas como esforços de fendilhamento. Para que as ancoragens da armadura ativa sejam eficazes, o concreto não pode fendilhar, por isso é fundamental a

adoção de armaduras transversais passivas capazes de absorver esses esforços localizados, as quais são chamadas de armaduras de reforço e fretagem.



Figura 2.11: Armadura de reforço de borda e fretagem

Na Figura 2.11, vemos um detalhe da execução de um pavimento em concreto protendido para um pavilhão industrial. As armaduras de reforço de borda e fretagem são feitas com aço CA-50, bitola 8 mm. Enquanto a armadura ativa é composta por uma cordoalha com meia polegada de diâmetro a cada 70 cm, em ambas as direções. A espessura da placa é 15 cm.

- LANÇAMENTO DO CONCRETO

O lançamento deve ser feito através de um caminhão equipado com bomba de concreto e realizado de forma contínua até completar toda a placa, conforme a Figura 2.12. Durante o lançamento, é importante que o concreto seja espalhado de acordo com a quantidade necessária, evitando movimentações posteriores que podem provocar a desagregação, ou seja, a separação entre a pasta de cimento, a areia e a brita.



Figura 2.12: Lança do caminhão bomba espalhando o concreto

- ADENSAMENTO E NIVELAMENTO

Para o adensamento e o nivelamento do concreto pode ser utilizada uma plataforma *laser screed* (Figura 2.13) ou régua vibratória. Os dois equipamentos realizam vibração superficial e podem fornecer um bom resultado, porém a plataforma torna a concretagem mais rápida. Em alguns locais, como nas proximidades das fôrmas laterais, é necessário utilizar vibradores de imersão para completar o trabalho, devido à dificuldade de acesso dos equipamentos maiores.



Figura 2.13: Adensamento e nivelamento do concreto por meio de plataforma *laser screed*

- ACABAMENTO SUPERFICIAL

O acabamento deve ser realizado dentro do período de pega do concreto, em até quatro horas após o lançamento. As máquinas acabadoras produzem um aspecto espelhado no pavimento (Figura 2.14).



Figura 2.14: Acabamento superficial

- PROTENSÃO

A protensão precisa ser realizada o mais breve possível para combater o aparecimento de fissuras, seguindo a sequência expressa no projeto. As fôrmas dos nichos devem ser retiradas, seguidas de limpeza da área de apoio da ancoragem, após são colocadas as cunhas e realizada a primeira operação de protensão.

A empresa Fernandes Engenharia, utiliza o seguinte procedimento: 20 horas após o início do lançamento é aplicada uma carga de 20% da força total prevista; com três dias é aplicada uma carga de 50% e com 5 dias 100% da protensão do projeto. Ensaio de compressão são realizados antes da aplicação da carga, para verificar a resistência do concreto.

O alongamento de todos os cabos deve ser medido e registrado, pois é a comprovação de que a força de protensão foi aplicada com a intensidade correta.



Figura 2.15: Macaco hidráulico em carrinho de mão para transporte



Figura 2.16: Macaco hidráulico sendo posicionado para começar a protensão

2.8.6 - PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO PRÉ-MOLDADO

Nesse sistema são utilizadas placas pré-moldadas de concreto protendido para a construção do pavimento. Assim, a execução é mais rápida que nos demais tipos de pavimento de concreto. A construção pode ser realizada fora dos horários de pico, como à noite ou nos finais de semana, reduzindo os transtornos no trânsito. Sendo que o pavimento anterior pode ser utilizado como sub-base (MERRITT et al., 2001).

O pavimento pré-moldado de concreto protendido possui maior durabilidade que o de concreto simples. Pois como as placas são fabricadas fora da obra é possível empregar um maior controle de qualidade. Além disso, esse pavimento agrega todas as vantagens da protensão, como controle de fissuração e redução da espessura das placas (MERRITT et al., 2001). As placas recebem protensão na direção transversal durante a fabricação e após colocadas no local recebem, em conjunto, protensão longitudinal, desse modo as juntas de execução permanecem fechadas.

2.8.7 - ANÁLISE DE CUSTOS

A empresa *Fernandes Engenharia* atua nos segmentos de projeto e execução de pavimentos industriais, trabalhando com pavimentos em concreto simples, armado, reforçado com fibras e protendido.

Em junho deste ano, a empresa fez dois orçamentos para o pavimento de um pavilhão comercial: utilizando concreto armado e concreto protendido, para comparar valores e apresentar ao cliente. A obra localiza-se no município de Extrema, Minas Gerais.

Os dois orçamentos incluem o reforço do subleito garantindo $\text{CBR} \geq 8\%$ e execução da sub-base em solo melhorado com cimento, na dosagem de 3%, em massa, com espessura de 15 cm. Sendo que a placa de concreto, para os dois casos, tem espessura de 14 cm.

O custo total por metro quadrado foi de R\$ 150,15 para o pavimento de concreto armado e R\$ 132,60 para o protendido. Portanto, o valor do concreto protendido foi menor, representando uma economia de R\$ 17,55/m². Isto ocorreu porque o custo das cordoalhas e da protensão foi coberto pelo preço das telas soldadas, utilizadas no concreto armado, sendo os demais insumos e serviços equivalentes. Dessa forma, o pavimento de concreto protendido é competitivo em relação ao concreto armado.

Conforme SCHMID (2005), o pavimento em concreto protendido também é competitivo quando comparado ao concreto simples, pois a espessura é menor, o que cobre aproximadamente o custo da protensão.

3 - PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO – ROTEIRO DE CÁLCULO DETALHADO

3.1 - DADOS INICIAIS

A posição da armadura ativa em relação ao baricentro da seção da placa de concreto é um aspecto importante, pois quanto maior for a excentricidade (e_p), melhor será o desempenho da protensão. É possível alternar a posição relativa das armaduras longitudinal e transversal, escolhendo qual ficará na melhor posição, ou seja, em baixo. Deve-se verificar qual solução é mais econômica, o que pode ser feito rapidamente através das planilhas de cálculo deste trabalho.

A seguir está a lista dos dados necessários para dimensionar um pavimento em concreto protendido.

3.1.1 - DADOS GEOMÉTRICOS

- Espessura do pavimento de concreto: h ;
- Comprimento da placa entre juntas: L ;
- Largura de cada faixa de concretagem: L_f ;
- Largura total do pavimento: L_t ;
- Diâmetro interno da bainha: \emptyset ;
- Cobrimento da armadura ativa em relação à face inferior da placa: c ;

- Excentricidade dos cabos em relação ao baricentro da seção do concreto (e_p):

$$e_p = \frac{h}{2} - \left(\text{cobrimento} + \frac{\emptyset \text{ bainha}}{2} \right) \quad (3.1)$$

- Altura útil da placa (dp):

$$dp = \frac{h}{2} + e_p \quad (3.2)$$

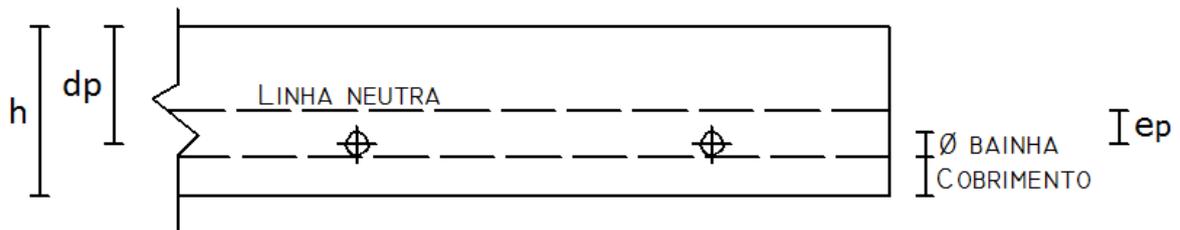


Figura 3.1: Seção transversal do pavimento em concreto protendido

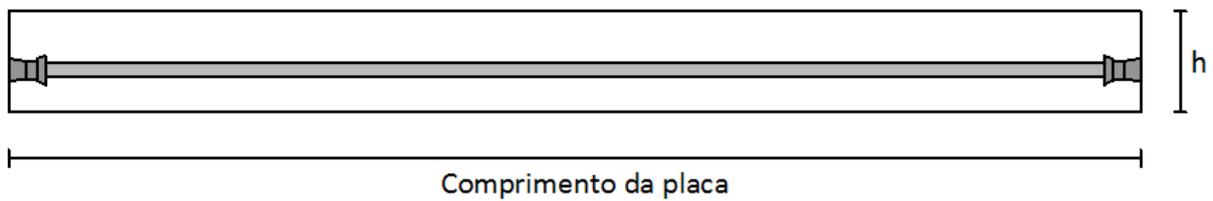


Figura 3.2: Seção longitudinal do pavimento em concreto protendido. Em destaque aparecem as ancoragens nos extremos e uma bainha.

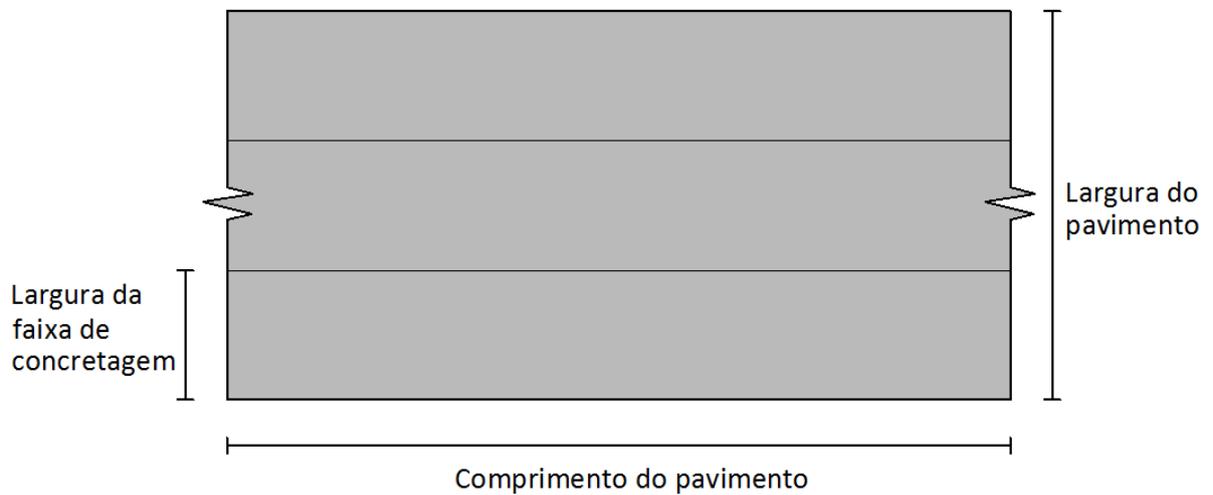


Figura 3.3: Vista superior do pavimento e suas faixas de concretagem

3.1.2 - DADOS DA CARGA

- Carga uniforme distribuída sobre o pavimento: q_{un} ;

- Carga móvel:

Carga máxima no eixo com rodas duplas: P_{dup} ;

Largura do eixo com rodas duplas: L_{dup} ;

Distância de centro a centro entre os pneus do eixo com rodas duplas: Sd ;

Carga máxima no eixo simples: P_s ;

Largura do eixo simples: L_s ;

Pressão de enchimento dos pneus: p .

3.1.3 - DADOS RELATIVOS AO CONCRETO

- Peso específico: γ ;

- Resistência característica à compressão do concreto: f_{ck} ;

- Coeficiente de Poisson: ν ;

- Coeficiente de retração final: $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$;

- Coeficiente de fluência: $\varphi(t_\infty, t_0)$;

No projeto de pavimentos de concreto a principal variável é a resistência à tração do concreto na flexão ($f_{ct,f}$), nesse sentido deve ser especificada uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de modo que atenda-se o valor da $f_{ct,f}$ especificada.

Conforme o item 17.3.1 da NBR 6118 (2014), nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Na determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissuras. Para seções retangulares deve ser considerado um coeficiente $\alpha = 1,5$, como é apresentado na equação 3.5.

As fórmulas e coeficientes usados nesta seção foram retirados da NBR 6118 (2014).

- Resistência média à tração do concreto:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (3.3)$$

- Resistência característica à tração do concreto, inferior:

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} \quad (3.4)$$

- Resistência à tração do concreto na flexão (módulo de ruptura):

$$f_{ct,f} = 1,5f_{ctk,inf} \quad (3.5)$$

- Módulo de elasticidade inicial:

- $\alpha_E = 1,2$ para brita de basalto ou diabásio

- $\alpha_E = 1,0$ para brita de granito ou gnaiss

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

- Módulo de elasticidade secante:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2\frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad \alpha_i = 0,9 \quad (3.7)$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (3.8)$$

- Resistência característica à compressão do concreto, em $t = j$ dias (f_{ckj}):

O valor do coeficiente s deve ser retirado da Tabela 3.2, considerando o tipo de cimento para a produção do concreto.

$$\beta_1 = e^{\{s[1-(28/t)^{1/2}]\}} \quad (3.9)$$

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (3.10)$$

β_1 : Relação entre f_{ckj} e f_{ck} ;

s : Coeficiente correspondente ao tipo de cimento;

t : Idade do concreto para a aplicação da primeira parcela de protensão.

- Resistência média à tração do concreto, em t = j dias:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ckj}^{2/3} \tag{3.11}$$

Umidade média ambiente %		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 dias	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0) \%$	t_0 dias	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Tabela 3.1: Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$ - Tabela 8.2 da NBR 6118/2014

Os valores dos coeficientes de fluência e retração final devem ser obtidos por interpolação através da Tabela 3.1, onde:

- A_c : Área de concreto da seção transversal;
- u: Perímetro da seção em contato com a atmosfera.

s	Tipo de cimento
0,38	CPIII e IV
0,25	CPI e II
0,20	CPV-ARI

Tabela 3.2: Valor do coeficiente s em função do tipo de cimento utilizado no concreto

3.1.4 - DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO

- Tipo de aço;
- Diâmetro nominal: \emptyset ;
- Área da seção transversal: A_p ;
- Resistência ao escoamento: f_{pyk} ;
- Resistência à tração: f_{ptk} ;
- Módulo de elasticidade: E_p ;
- Sistema de protensão;
- Quantidade de cabos nas direções longitudinal e transversal para a primeira tentativa de interação;
- Coeficiente de atrito entre cabo e bainha: μ ;
- Coeficiente de perda por metro provocado por curvaturas não intencionais do cabo:

K.

Situação:	μ (1/rad)	K (1/m)
Entre cabo e concreto (sem bainha)	0,50	$5 \cdot 10^{-3}$
Entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica	0,30	$3 \cdot 10^{-3}$
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica	0,20	$2 \cdot 10^{-3}$
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada	0,10	$1 \cdot 10^{-3}$
Entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada	0,05	$0,5 \cdot 10^{-3}$

Tabela 3.3: Coeficientes de atrito entre cabo e bainha – Conforme NBR 6118 (2014)

3.1.5 - DADOS RELATIVOS À SUB-BASE

- Coeficiente de atrito entre a sub-base e pavimento: μ ;
- Coeficiente de recalque da sub-base: k.

3.1.6 - DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA

- Variação de temperatura ao longo de um centímetro da espessura da placa: ΔT^* ;
- Coeficiente de dilatação térmica do concreto: α .

3.2 - CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL

Trata-se da força máxima de tração nos cabos de protensão, antes da liberação dos macacos hidráulicos e que aconteça qualquer perda de protensão. Deve ser calculada com base nos limites previstos na NBR 6118 (2014) em relação as tensões de escoamento e ruptura do aço utilizado. Por se tratar de um projeto de pavimento, a área de aço deve ser calculada por metro de largura.

3.2.1 - SEGURANÇA CONTRA ESCOAMENTO E RUPTURA

Na Tabela 3.4, estão os valores máximos para a tensão σ_{pi} em relação as tensões de escoamento (f_{pyk}) e ruptura (f_{ptk}) do aço, para o caso de armadura pós-tracionada. O valor máximo para σ_{pi} deve ser o menor entre as duas verificações (NBR 6118, 2014).

		σ_p/f_{pyk}	σ_p/f_{ptk}
Protensão aderente (Cordoalhas)	Relaxação normal	0,87	0,74
	Relaxação baixa	0,82	0,74
Protensão não aderente (Cordoalhas)	Relaxação normal	0,87	0,74
	Relaxação baixa	0,88	0,80
Protensão aderente/ não aderente (Barra CP 85/105)		0,88	0,72

Tabela 3.4: Limites para σ_{pi}

3.2.2 - ÁREA DE AÇO DE PROTENSÃO POR METRO DE LARGURA

A área da seção transversal de uma cordoalha ou barra deve ser obtida no catálogo do fabricante. A equação a seguir determina a área de aço por metro de largura do pavimento.

$$A_p = \frac{N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \text{Área de uma barra}}{\text{Largura da faixa}} \quad (3.12)$$

3.2.3 - FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO NA EXTREMIDADE DA CORDOALHA

A força de protensão inicial P_i será dada por:

$$P_i = A_p \cdot \sigma_{pi} \quad (3.13)$$

Onde: A_p é a área da seção de aço por metro e σ_{pi} é a tensão inicial do aço de protensão.

3.3 - CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO

Conforme VASCONCELOS (1979), a protensão deve ser estudada para dois casos limites no pavimento: o meio da placa e o ponto de repouso.

O meio da placa, por ser a região mais afastada das extremidades, é o local onde ocorrerão as mínimas tensões na armadura ativa e no concreto, devido as perdas de protensão. Dessa forma, se os efeitos da protensão forem suficientes no meio da placa também serão no restante do pavimento.

O ponto de repouso é o local onde ocorrem as máximas tensões na armadura e no concreto, como será demonstrado no item 3.4.1.2, nesse ponto é preciso verificar a

segurança do concreto quanto ao esmagamento, especialmente para a primeira etapa da protensão longitudinal.

Conforme CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO (1998), no dimensionamento de elementos de concreto protendido é preciso determinar as perdas de protensão. Pois no cálculo da força de protensão deve estar inclusa uma parcela que compense todas as perdas, de modo que a protensão definitiva esteja dentro do nível de projeto (ver seção 2.7). Em condições normais, as perdas tendem a se estabilizar em um período de dois a três anos, após esse período, são consideradas desprezíveis.

3.4 - SITUAÇÃO NO MEIO DA PLACA

3.4.1 - PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

As perdas imediatas ocorrem junto com as operações de protensão e imediatamente após. Os três tipos são:

- Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha;
- Perdas por acomodação das ancoragens;
- Perdas por encurtamento elástico do concreto.

3.4.1.1 - PERDAS POR ATRITO ENTRE O CABO DE PROTENSÃO E A BAINHA

As perdas por atrito ocorrem apenas em elementos submetidos à pós-tensão. Conforme ALMEIDA FILHO (2002), quando um cabo é protendido, a força de tração não fica constante ao longo do seu comprimento, o que é ilustrado na Figura 3.4, pois ocorre atrito entre as superfícies do cabo e da bainha. O atrito pode levar a perdas grandes na protensão, especialmente em cabos compridos. As perdas por atrito têm dois componentes: efeito de curvaturas de projeto e efeito das ondulações inevitáveis ou parasitas.

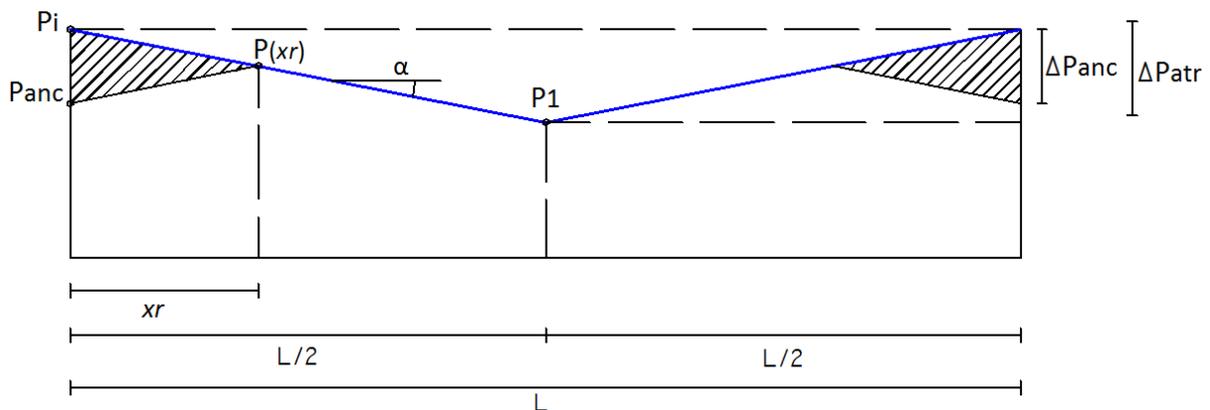


Figura 3.4: Perdas de protensão no cabo devido ao atrito (linha azul) e devido a acomodação das ancoragens (triângulos)

A equação 3.14 foi retirada da NBR 6118 (2014) e permite determinar as perdas por atrito, ΔP_{atr} .

$$\Delta P_{atr} = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + Kx)}] \quad (3.14)$$

ΔP_{atr} : Perdas por atrito entre o cabo e a bainha;

P_i : Força de protensão inicial;

x : Distância até o ponto para o qual se calcula $\Delta P(x)$;

$\Sigma \alpha$: Soma dos ângulos de desvio de projeto;

μ : Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

K : Coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais no cabo.

3.4.1.2 - PERDAS POR ACOMODAÇÃO DAS ANCORAGENS

Conforme ALMEIDA FILHO (2002), quando o macaco hidráulico é retirado, a força de protensão é transferida para as ancoragens, ocasionando a acomodação delas. Com isso, o cabo tem um movimento no sentido contrário ao da protensão, ocasionando uma diminuição na força de protensão até o ponto de repouso (xr).

A acomodação depende do tipo de ancoragem e da intensidade da força de protensão. No entanto as empresas de protensão fornecem os valores de penetração das

ancoragens, determinados após a realização de muitas operações de protensão. No sistema Freyssinet, os ensaios revelam os seguintes valores para penetração, com a protensão máxima (PFEIL, 1983):

Quantidade e diâmetro dos cabos (cunha central)	Forças de protensão $P_{m\acute{a}x}$ (kN)	Penetração da cunha δ (mm)
12 \varnothing 5 mm	270	4
12 \varnothing 7 mm	520	7
12 \varnothing 8 mm	680	8
6 \varnothing 1/2"	750	12
12 \varnothing 1/2"	1500	12

Tabela 3.5: Penetração da cunha no sistema Freyssinet

Na protensão com cunha individual para cada cordoalha, os valores médios para a penetração são os seguintes (PFEIL, 1983):

Tipo e diâmetro dos cabos	Penetração da cunha δ (mm)
Fio \varnothing 7 mm	5
Cordoalha \varnothing 1/2"	6
Cordoalha \varnothing 1/2" (cunha cravada com macaco)	4

Tabela 3.6: Penetração da cunha individual no sistema Freyssinet

O ponto de repouso pode ser determinado a partir da Figura 3.4, utilizando a seguinte relação:

$$E_p \cdot A_p \cdot \delta = \text{Área do triângulo} \quad (3.15)$$

A reta inclinada superior do triângulo corresponde à perda linear de protensão no cabo, devido ao atrito entre ele e a bainha.

Como o efeito da acomodação das ancoragens é equilibrado pelo atrito dentro das bainhas, a reta inclinada inferior que define o triângulo possui a mesma inclinação da superior, assim o triângulo é isósceles.

A inclinação das retas fica:

$$\alpha = \frac{\Delta P_{atr}}{L/2} \quad (3.16)$$

O valor de ΔP_{anc} será:

$$\Delta P_{anc} = 2 \cdot \alpha \cdot xr \quad (3.17)$$

A área do triângulo será:

$$A = \frac{\Delta P_{anc} \cdot xr}{2} \quad (3.18)$$

Substituindo os termos:

$$A = \frac{\Delta P_{atr} \cdot xr^2}{L/2} \quad (3.19)$$

Dessa forma é possível determinar o ponto de repouso (xr):

$$E_p \cdot A_p \cdot \delta = \frac{\Delta P_{atr} \cdot xr^2}{L/2} \quad (3.20)$$

$$xr = \sqrt{\frac{E_p \cdot A_p \cdot \delta \cdot L}{2 \Delta P_{atr}}} \quad (3.21)$$

δ : Retorno do cabo por acomodação da ancoragem [m];

L : Comprimento da placa [m].

Como pavimentos em concreto protendido, geralmente, possuem comprimentos grandes, a acomodação das ancoragens não provoca perda de protensão no meio da placa, pois o atrito entre cabo e bainha impede que isso ocorra.

A perda máxima de protensão por acomodação das ancoragens ocorre nas extremidades da placa e pode ser calculada pela equação 3.22.

$$\Delta P_{anc,x} = 2 \cdot [P_i - P(xr)] \quad (3.22)$$

3.4.1.3 - PERDAS POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO CONCRETO

Na protensão com aderência posterior, quando um cabo do pavimento é tracionado, ocorre uma deformação no concreto, ou seja, um encurtamento, o que alivia a tensão nos cabos anteriormente tracionados. Desse modo, apenas o último cabo não tem perda de protensão por encurtamento elástico. Segundo a NBR 6118 (2014), a perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada pela equação 3.28.

$$P_a = P_i - \Delta P_{atr} - \Delta P_{anc} \quad (3.23)$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.24)$$

$$A_c = b \cdot h \quad (3.25)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -P_a \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) - \frac{M_g \cdot e_p}{I_c} \quad (3.26)$$

Na equação 3.26, P_a deve entrar com valor positivo.

Como a placa está apoiada na sub-base, a parcela $\left(\frac{M_g \cdot e_p}{I_c} \right)$ é igual a zero, pois o peso próprio não causa flexão.

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \quad (3.27)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \cdot (\sigma_{c,p0g}) (n - 1)}{2n} \quad (3.28)$$

$$\Delta P_{ela} = \Delta\sigma_p \cdot A_p \quad (3.29)$$

A_c : Área da seção transversal do concreto;

b : Largura unitária da placa;

e_p : Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

h : Espessura do pavimento;

I_c : Momento central de inércia na seção do concreto;

M_g : Momento fletor no pavimento provocado pelo peso próprio;

n : Número de grupos de cabos;

P_a : Força de protensão, após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens;

α_p : Relação entre E_p e E_{cs} ;

$\sigma_{c,p0g}$: Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

ΔP_{anc} : Perda de protensão por acomodação das ancoragens;

ΔP_{ela} : Perda de protensão por encurtamento elástico do concreto.

3.4.2 - FORÇA DE PROTENSÃO NO MEIO DA PLACA NO INSTANTE t_0

$$P_0 = P_i - \Delta P_{atr} - \Delta P_{anc} - \Delta P_{ela} \quad (3.30)$$

3.4.3 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA NO INSTANTE t_0

$$\sigma_{p0} = P_0/A_p \quad (3.31)$$

3.4.4 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E INSTANTE t_0

$$\sigma_{c,p0g} = -P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \tag{3.32}$$

Na equação P_0 deve entrar com valor positivo.

3.4.5 - VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO

Conforme VASCONCELOS (1979), a retração do concreto pode causar a fissuração prematura do mesmo. Por isso, a protensão deve ser aplicada o mais cedo possível, desde que o concreto possua resistência para suportar a compressão.

Durante a operação de protensão, não pode ocorrer o esmagamento do concreto. Por esse motivo devem ser verificadas as tensões que ocorrem nos limites superior e inferior da seção, ou seja, as tensões máximas no ato da protensão.

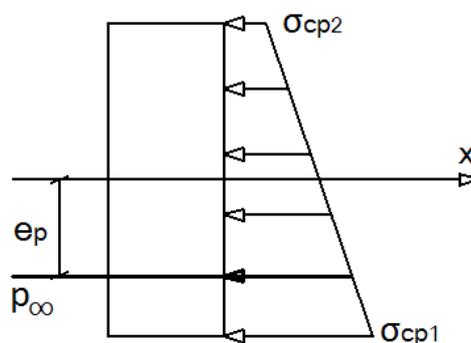


Figura 3.5: Tensão no concreto devido à protensão

$$W_1 = -W_2 = -\frac{b \cdot h^2}{6} \tag{3.33}$$

$$\sigma_{cp1} = -\gamma_p \cdot P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) \tag{3.34}$$

$$\sigma_{cp2} = -\gamma_p \cdot P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_2} \right) \quad (3.35)$$

$$|\sigma_{cp1}| < 0,7 f_{ckj} \quad (3.36)$$

$$|\sigma_{cp2}| < 1,2 \cdot f_{ctm} \quad (3.37)$$

$$\gamma_p = 1,1$$

Conforme o item 17.2.4.3.2 da NBR 6118 (2014), a tensão máxima de compressão na seção do concreto, não pode ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão. Além disso, a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} .

3.4.6 - PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO

As perdas progressivas de protensão ocorrem ao longo da vida útil do pavimento, dependem da intensidade dos esforços de tração no aço e compressão no concreto e das propriedades físico-químicas desses materiais.

Os três tipos principais de perdas progressivas são:

- Retração do concreto;
- Fluência do concreto;
- Relaxação do aço.

Conforme a NBR 6118 (2014), deve-se calcular a perda de tensão na armadura ativa para a protensão aderente considerando a interação dos três tipos de perdas, o que é feito pela equação 3.39, onde $\sigma_{c,p0g}$ entra com valor positivo se for de compressão.

$$\Delta P(t, t_0) = \Delta \sigma_p(t, t_0) \cdot A_p \quad (3.38)$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-\varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p - \alpha_p \sigma_{c,p0g} \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p} \quad (3.39)$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - \Psi(t, t_0)] \quad (3.40)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \varphi(t, t_0) \quad (3.41)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (3.42)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (3.43)$$

$$\rho_p = A_p/A_c \quad (3.44)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \quad (3.45)$$

e_p : Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

$\sigma_{c,p0g}$: Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$: Coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} : Tensão na armadura ativa, após as perdas imediatas de protensão;

$\chi(t, t_0)$: Coeficiente de fluência do aço;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: Retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$: Variação da tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;

$\Delta\sigma_c(t, t_0)$: Variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre t_0 e t ;

$\Psi(t, t_0)$: Coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

ρ_p : Taxa geométrica da armadura de protensão.

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

Tabela 3.7: Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem (Tabela 8.4 da NBR 6118/2014)

Conforme a NBR 6118/2014, para tensões superiores a $0,5f_{ptk}$ ocorrerão perdas na tensão de protensão devido à relaxação do aço.

Para um tempo infinito, o valor de $\Psi(t, t_0)$ é dado por:

$$\Psi(t, t_0) \cong 2,5 \Psi_{1000} \quad (3.46)$$

3.4.7 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA EM t_∞

$$\sigma_p(t_\infty, t_0) = \sigma_{po} + \Delta\sigma_p(t, t_0) \quad (3.47)$$

3.4.8 - FORÇA DE PROTENSÃO EM t_∞

$$P_\infty = P_0 + \Delta P(t, t_0) \quad (3.48)$$

3.4.9 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_∞

$$\sigma_c(t_\infty, t_0) = -P_\infty \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \quad (3.49)$$

3.5 - CÁLCULO DO ALONGAMENTO (Δl) DOS CABOS

Durante a operação de protensão, os cabos sofrem um alongamento no valor de Δl , o qual é função da força de tração e do módulo de elasticidade. O valor desse alongamento é uma medida importante, pois determina quando a força de tração de projeto foi atingida.

O cálculo do alongamento está de acordo com a Figura 3.4.

$$E_p \cdot A_p \cdot \Delta L = \text{Área do trapézio até } L/2 \quad (3.50)$$

$$\text{Área do trapézio} = \frac{(B + b)}{2} \cdot H \quad (3.51)$$

$$\text{Área} = \frac{[P_i + (P_i - \Delta P_{atr})]}{2} \cdot L/2 \quad (3.52)$$

$$\text{Área} = \frac{(2P_i - \Delta P_{atr}) \cdot L}{4} \quad (3.53)$$

$$E_p \cdot A_p \cdot \Delta L = \frac{(2P_i - \Delta P_{atr}) \cdot L}{4} \quad (3.54)$$

$$\Delta L = \frac{(2P_i - \Delta P_{atr}) \cdot L}{4 \cdot E_p \cdot A_p} \quad (3.55)$$

3.6 - SITUAÇÃO NO PONTO DE MÁXIMA TRAÇÃO NO CABO - PONTO DE REPOUSO: $P(xr)$

Devido à acomodação das ancoragens nas extremidades da placa, ocorre sempre uma perda imediata de protensão. Porém o atrito entre o cabo e a bainha impede o movimento do cabo a partir de uma distância xr , nesse ponto de repouso ocorre a tração máxima no cabo de protensão, conforme VASCONCELOS (1979).

A sequência de cálculo é a mesma utilizada no meio da placa. Porém no cálculo das perdas por atrito é preciso usar a posição do ponto de repouso (xr).

A tensão inicial de tração no cabo no ponto de repouso é dada pela equação 3.56, a qual foi desenvolvida a partir da Figura 3.4.

$$P(xr) = P_i - \frac{2 \cdot \Delta P_{atr} \cdot xr}{L} \quad (3.56)$$

3.7 - ATRITO COM A SUB-BASE

Se o atrito com a sub-base atingir valores elevados, pode consumir até toda a força de protensão no meio da placa. Para que isto não ocorra é preciso limitar o comprimento do pavimento. SCHMID (2005) afirma que o comprimento ideal está entre 100 e 150 metros. O valor do coeficiente de atrito também precisa ser reduzido, o que geralmente é feito com o uso de um filme plástico entre o pavimento e a sub-base. O que também evita que durante a concretagem ocorra a perda de material fino e água do concreto, melhorando a qualidade do mesmo.

Segundo VASCONCELOS (1979), mesmo com uma execução cuidadosa, o atrito com a sub-base pode causar uma perda de até 45% da protensão no meio da placa. As perdas por atrito podem ser calculadas através das equações 3.57 e 3.58.

– Seção do meio da placa

$$F_{a1} = \frac{L}{2} \cdot (\gamma \cdot h) \cdot \mu \quad (3.57)$$

– Seção do ponto de repouso

$$F_{a2} = xr \cdot (\gamma \cdot h) \cdot \mu \quad (3.58)$$

F_a : Força de atrito;

μ : Coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base;

γ : Peso específico do concreto protendido;

h : Espessura do pavimento.

3.8 - COMBINAÇÕES PARA O CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO

De acordo com VASCONCELOS (1979), o momento de fissuração deve ser calculado para duas situações limites. Em ambas são consideradas a protensão inicial e as perdas imediatas e diferidas. A diferença é que na Situação B, é levado em conta o atrito com o solo, enquanto na Situação A esse fator é desprezado. Isso ocorre porque no cálculo do momento de serviço da Situação A é considerado o momento devido ao gradiente térmico, já para a Situação B esse esforço é desprezado. Esses dois fatores não devem ser considerados juntos, porque quando o gradiente provoca tração nas fibras inferiores da placa, o atrito com a sub-base irá se opor a isto, provocando compressão que está a favor da segurança.

3.8.1 - SEÇÃO DO MEIO DA PLACA

- SITUAÇÃO A

Momento de fissuração (M_r)

Protensão inicial;
Perdas imediatas;
Perdas progressivas.

Momento de serviço (M_s)

Momento devido aos veículos;
Momento devido ao gradiente térmico.

- SITUAÇÃO B

Momento de fissuração (M_r)

- Protensão inicial;
- Perdas imediatas;
- Perdas progressivas;
- Atrito com o solo.

Momento de serviço (M_s)

- Momento devido aos veículos.

3.8.2 - SEÇÃO DO PONTO DE REPOUSO

- SITUAÇÃO A

Momento de fissuração (M_r)

Protensão inicial;
Perdas imediatas;
Perdas progressivas.

Momento de serviço (M_s)

Momento devido aos veículos;
Momento devido ao gradiente térmico.

- SITUAÇÃO B

Momento de fissuração (M_r)

- Protensão inicial;
- Perdas imediatas;
- Perdas progressivas;
- Atrito com o solo.

Momento de serviço (M_s)

- Momento devido aos veículos.

3.9 - CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO DO PAVIMENTO

Quando o momento de serviço atinge o valor do momento de fissuração, a tração máxima no concreto terá atingido o valor da resistência à tração do concreto na flexão, portanto o pavimento estará sujeito à abertura de fissuras. O dimensionamento deve ser feito para evitar isso. A seguir está a dedução das equações para obter o momento de fissuração. O cálculo deve ser feito para o meio da placa e ponto de repouso, considerando as Situações A e B.

3.9.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL

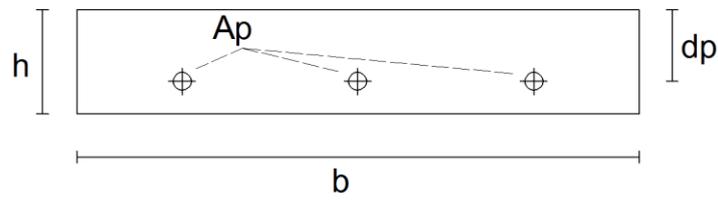


Figura 3.6: Seção transversal do pavimento

$$A_c = b \cdot h \quad (3.59)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (3.60)$$

$$\delta = \frac{dp}{h} \quad (3.61)$$

3.9.2 - DEFORMAÇÕES

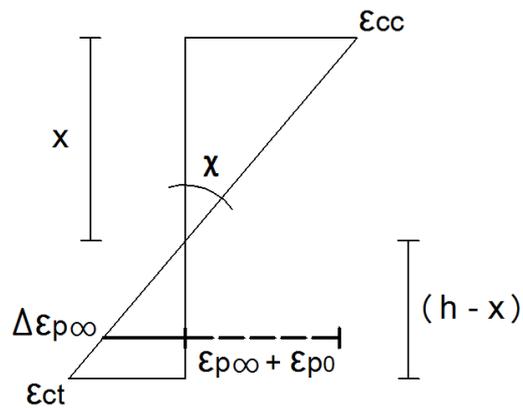


Figura 3.7: Deformações no concreto e no aço

$$\varepsilon_{cc} = \chi \cdot x \quad (3.62)$$

$$\varepsilon_{ct} = \chi \cdot (h - x) \quad (3.63)$$

$$\xi = \frac{x}{h} \tag{3.64}$$

$$\Delta\varepsilon_{p\infty} = \chi \cdot (dp - x) \tag{3.65}$$

3.9.3 - TENSÕES

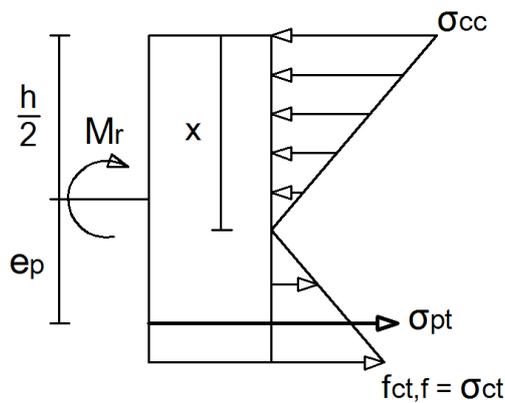


Figura 3.8: Tensões no concreto e no aço

$$\sigma_{cc} = E_{cs} \cdot \varepsilon_{cc} = E_{cs} \cdot \chi \cdot x \tag{3.66}$$

$$\sigma_{pt} = E_p(\varepsilon_{p\infty} + \varepsilon_{p0} + \Delta\varepsilon_{p\infty}) \tag{3.67}$$

$$\varepsilon_{p\infty} + \varepsilon_{p0} = \varepsilon_{pn} \tag{3.68}$$

$$\varepsilon_{p\infty} = \frac{P_{\infty}}{E_p \cdot A_p} = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} \tag{3.69}$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{cs}} \tag{3.70}$$

3.9.4 - RESULTANTES

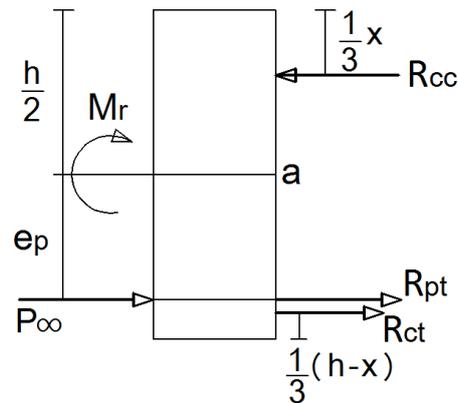


Figura 3.9: Forças resultantes

$$R_{cc} = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \cdot b \cdot x \quad (3.71)$$

$$R_{cc} = \frac{1}{2} \cdot E_{cs} \cdot \chi \cdot x \cdot b \cdot x \quad (3.72)$$

$$R_{cc} = \frac{1}{2} \cdot E_{cs} \cdot \chi \cdot b \cdot x^2 \quad (3.73)$$

$$R_{ct} = \frac{1}{2} \sigma_{ct} \cdot b \cdot (h - x) \quad (3.74)$$

$$R_{ct} = \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \cdot (h - x) \quad (3.75)$$

$$R_{pt} = \sigma_{pt} \cdot A_p \quad (3.76)$$

3.9.5 - EQUILÍBRIO DE FORÇAS

$$\sum F_x = 0 \quad (3.77)$$

$$R_{cc} - R_{ct} - R_{pt} = 0 \quad (3.78)$$

$$\frac{1}{2} \cdot E_{cs} \cdot \chi \cdot b \cdot x^2 - \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \cdot (h - x) - \sigma_{pt} \cdot A_p = 0 \quad (3.79)$$

$$\text{Onde: } \sigma_{pt} < f_{pyk} \quad (3.80)$$

$$\chi_r = \frac{\frac{f_{ct,f}}{E_{cs}}}{(h - x)} \quad (3.81)$$

$$\frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \cdot \frac{x^2}{(h - x)} - \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \cdot (h - x) - \sigma_{pt} \cdot A_p = 0 \quad (3.82)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \left[\frac{x^2}{(h - x)} - (h - x) \right] - \\ & E_p \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} + \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{cs}} + \frac{f_{ct,f}}{E_{cs}(h - x)} \cdot (dp - x) \right] A_p = 0 \end{aligned} \quad (3.83)$$

Multiplicando os dois lados da equação por $(h - x)$:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b [x^2 - (h - x)^2] + \\ & -[\sigma_{p\infty} + \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g}](h - x)A_p - \alpha_p \cdot f_{ct,f}(dp - x) \cdot A_p = 0 \end{aligned} \quad (3.84)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b [h(-h + 2x)] + \\ & -[\sigma_{p\infty} + \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g}](h - x)A_p - \alpha_p \cdot f_{ct,f}(dp - x) \cdot A_p = 0 \end{aligned} \quad (3.85)$$

Dividindo membro a membro por $\left(\frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b\right)$:

$$\begin{aligned} & [h(-h + 2x)] + \\ & -2 \frac{[\sigma_{p\infty} + \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g}](h - x)A_p}{f_{ct,f} \cdot b} - 2 \frac{\alpha_p \cdot f_{ct,f}(dp - x) \cdot A_p}{f_{ct,f} \cdot b} = 0 \end{aligned} \quad (3.86)$$

Dividindo membro a membro por (h^2) :

$$-1 + \frac{2x}{h} - 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f} \cdot b} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f} \cdot b} \right] \frac{(h-x)}{h^2} \cdot A_p - 2\alpha_p \cdot A_p \frac{(dp-x)}{b \cdot h^2} = 0 \quad (3.87)$$

$$-(1 - 2\xi) - 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \frac{(h-x)}{h \cdot A_c} \cdot A_p - 2\alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \frac{(dp-x)}{h} = 0 \quad (3.88)$$

$$-(1 - 2\xi) - 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \rho_p (1 - \xi) - 2\alpha_p \cdot \rho_p (\delta - \xi) = 0 \quad (3.89)$$

$$\xi_r = \frac{1 + 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \rho_p + 2\alpha_p \cdot \delta \cdot \rho_p}{2 + 2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \rho_p + 2\alpha_p \cdot \rho_p} \quad (3.90)$$

$$x_r = \xi_r \cdot h \quad (3.91)$$

$$\chi_r = \frac{\frac{f_{ct,f}}{E_{cs}}}{(h - x_r)} \quad (3.92)$$

Tensão máxima no concreto comprimido:

$$\sigma_{cc} = E_{cs} \cdot \varepsilon_{cc} = E_{cs} \cdot \chi_r \cdot x = f_{ct,f} \cdot \frac{x_r}{(h - x_r)} \quad (3.93)$$

3.9.6 - EQUILÍBRIO DE MOMENTOS EM RELAÇÃO AO CENTRO DA SEÇÃO DE CONCRETO

$$\sum Ma = 0 \quad (3.94)$$

$$-M_r + R_{cc} \left(\frac{h}{2} - \frac{1}{3}x \right) + R_{ct} \left[\frac{h}{2} - \frac{1}{3}(h-x) \right] + R_{pt} \left(dp - \frac{h}{2} \right) = 0 \quad (3.95)$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \cdot \frac{x^2}{(h-x)} \cdot \frac{(3h-2x)}{6} + \\
 &+ \frac{1}{2} f_{ct,f} \cdot b \cdot (h-x) \frac{1}{6} [3h-2(h-x)] + \\
 &+ E_p \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} + \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{cs}} + \chi_r(dp-x) \right] A_p \left(dp - \frac{h}{2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.96}$$

Dividindo cada membro por:

$$\frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{f_{ct,f}}{(h-x)} \tag{3.97}$$

Sendo que a parcela $\left[\frac{f_{ct,f}}{(h-x)} \right]$, também pode ser representada por $(\chi_r \cdot E_{cs})$.

$$\begin{aligned}
 \frac{M_r}{E_{cs} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \chi_r} &= \xi^2(3-2\xi) + (1-\xi)^2 \cdot (1+2\xi) + \\
 &+ 12 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \rho_p \left(\delta - \frac{1}{2} \right) (1-\xi) + \\
 &+ 12 \alpha_p \cdot \rho_p \cdot (\delta - \xi) \cdot \left(\delta - \frac{1}{2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.98}$$

A expressão acima pode ser reescrita na forma:

$$\frac{M_r}{E_{cs} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \chi_r} = k_I \tag{3.99}$$

$$\frac{M_r}{\chi_r} = k_I \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot E_{cs} = k_I \cdot I_c \cdot E_{cs} = (EI)_I \tag{3.100}$$

$$\frac{M_r}{\chi_r} = (EI)_I \tag{3.101}$$

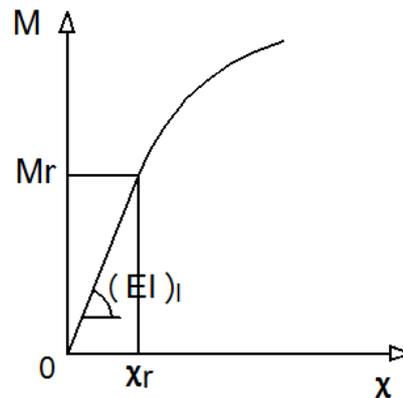


Figura 3.10: Relação entre o momento de fissuração e a curvatura da seção transversal

A_c : Área de concreto;

dp : Altura útil da placa;

h : Altura da placa;

k_I : Rigidez adimensional no estágio I;

M_r : Momento de fissuração;

χ_r : Posição da linha neutra que corresponde ao momento de fissuração;

α_p : Relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e o módulo de elasticidade secante do concreto;

δ : Relação entre dp e h ;

ε_{p0} : Deformação inicial no aço;

χ_r : Curvatura da seção que corresponde ao momento de fissuração M_r ;

ξ : Posição adimensional da linha neutra;

ξ_r : Posição adimensional da linha neutra que corresponde ao momento de fissuração;

ρ_p : Relação entre área de aço de protensão e área de concreto;

$\sigma_{p\infty}$: Tensão na armadura ativa, após todas as perdas de protensão;

χ : Curvatura da seção transversal.

3.10 - RAIOS DE RIGIDEZ RELATIVA DA PLACA

O raio de rigidez é relação entre a rigidez da placa e a rigidez da sub-base, quanto maior for o raio de rigidez mais distante da carga estará o ponto de inversão do momento

fletor (BALBO, 2009). Deve ser calculado para as quatro situações apresentadas no item 3.8 e então feita uma média dos valores.

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_I \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k}} \quad (3.102)$$

E_I : Módulo de elasticidade do concreto no estágio I;

h : Altura da placa;

k : Coeficiente de recalque da sub-base;

l : Raio de rigidez relativa da placa;

ν : Coeficiente de Poisson do concreto.

3.11 - EFEITO DA CARGA DOS VEÍCULOS

A tensão devido à carga dos veículos será calculada por meio das equações de Westergaard, as quais permitem determinar os esforços em três regiões do pavimento: interior (σ_{Pi}), borda (σ_{Pb}) e canto (σ_{Pc}). A equação para a tensão no interior está disponível em VASCONCELOS (1979), as demais em BALBO (2009).

A tensão que o veículo tipo provoca no interior do pavimento é utilizada no dimensionamento, as demais servem para fazer reforços localizados nas bordas e cantos do pavimento. Caso o veículo possua um eixo simples e outro duplo, as tensões devem ser calculadas para ambos, sendo os maiores valores usados no cálculo dos momentos.

3.11.1 - RAIOS DO CÍRCULO EQUIVALENTE (a)

Nos cálculos, a área de contato do pneu com o pavimento é representada por um círculo, cujo raio é função da carga na roda e da pressão de enchimento do pneu. O que determina a existência de um ou dois pneus relevantes é a distância entre os pneus mais próximos. Se a distância for menor que o raio de rigidez médio multiplicado por 1,5, então o

veículo possui dois pneus relevantes; caso contrário terá apenas um. Isto se deve a sobreposição dos esforços de flexão provocados por cargas próximas (RODRIGUES, 2006).

- SITUAÇÕES COM UM PNEU RELEVANTE

$$a = \sqrt{\frac{Pd}{\pi p}} \quad (3.103)$$

- SITUAÇÕES COM DOIS PNEUS RELEVANTES

$$a = \sqrt{\frac{0,8521 \cdot Pd}{\pi p} + \frac{Sd}{\pi} \left(\frac{Pd}{0,5227p}\right)^{1/2}} \quad (3.104)$$

3.11.2 - CÁLCULO DO VALOR DE b

$$b = a \quad \text{para} \quad a \geq 1,724h \quad (3.105)$$

$$b = \sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675h \quad \text{para} \quad a \leq 1,724h \quad (3.106)$$

3.11.3 - CÁLCULO DAS TENSÕES

$$\sigma_{Pi} = \frac{0,275 P}{h^2} (1 + \nu) \left[\log \left(\frac{E_{cs} \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad (3.107)$$

$$\sigma_{Pb} = \frac{0,529 \cdot P \cdot (1 + 0,54 \cdot \nu)}{h^2} \left[\log \left(\frac{E_{cs} \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,71 \right] \quad (3.108)$$

$$\sigma_{Pc} = -\frac{3 P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{b}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (3.109)$$

3.11.4 - MÓDULO DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO PLENA

$$W = \frac{L \cdot h^2}{6} \quad (3.110)$$

3.11.5 - MOMENTOS DEVIDOS À CARGA DE VEÍCULOS

$$M_{Pi} = \sigma_{Pi} \cdot W \quad (3.111)$$

$$M_{Pb} = \sigma_{Pb} \cdot W \quad (3.112)$$

$$M_{Pc} = \sigma_{Pc} \cdot W \quad (3.113)$$

a: Raio do círculo equivalente;

b: Raio do círculo equivalente corrigido;

k: Coeficiente de recalque da sub-base;

L: Largura unitária da placa;

p: Pressão de enchimento dos pneus;

P: Carga sobre os pneus relevantes;

Pd: Carga sobre a roda mais carregada;

Sd: Distância de centro a centro dos pneus;

W: Módulo de resistência da seção plena;

σ_{Pi} : Tensão no interior do pavimento devido à carga dos veículos;

σ_{Pb} : Tensão na borda do pavimento devido à carga dos veículos;

σ_{Pc} : Tensão no canto do pavimento devido à carga dos veículos;

v: Coeficiente de Poisson.

3.12 - EFEITO DO GRADIENTE TÉRMICO NA PLACA

Conforme VASCONCELOS (1979), durante o dia, a temperatura na superfície da placa é maior que na face inferior; já no início da noite, a temperatura na face superior cai mais

rapidamente, por isso a temperatura na face inferior é maior. Em ambos os casos, ao longo da espessura da placa, existe um gradiente de temperatura que tende a causar curvaturas nela. Porém, o peso próprio provoca o surgimento de momentos que restabelecem a forma plana e o aparecimento de tensões de flexão.

A equação 3.114, disponível em BALBO (2009), foi desenvolvida por Westergaard e permite calcular o momento devido ao gradiente térmico.

$$M_{\Delta T} = \frac{E_{CS} \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot \Delta T}{12 \cdot (1 - \nu)} \quad (3.114)$$

$$\Delta T = \Delta T^* \cdot h \quad (3.115)$$

E_{CS} : Módulo de elasticidade secante do concreto;

h : Espessura da placa;

$M_{\Delta T}$: Momento devido ao gradiente térmico na placa;

α : Coeficiente de dilatação térmica;

ΔT : Variação de temperatura ao longo da espessura do pavimento;

ΔT^* : Variação de temperatura ao longo de um centímetro da espessura da placa;

ν : Coeficiente de Poisson.

3.13 - DETERMINAÇÃO DA SEGURANÇA À FISSURAÇÃO

A segurança contra fissuração é indicada pelo coeficiente γ_{fis} , o qual é uma relação entre o momento de fissuração (M_r) e o momento de serviço (M_s). O coeficiente deve ser verificado para as Situações A e B.

Segundo o item 4.2.3.2 da NBR 6118 (2014), o coeficiente de ponderação das ações para o estado limite de serviço (γ_f) é 1,0, salvo exigência em contrário, expressa em norma específica.

$$\gamma_{fis} = \frac{M_r}{M_s} \quad (3.116)$$

3.13.1 - SITUAÇÃO A

O momento de serviço é a soma do momento devido à carga dos veículos e do momento devido ao gradiente térmico.

O momento de fissuração é o menor entre os calculados no item 3.9, para o caso A.

3.13.2 - SITUAÇÃO B

O momento de serviço é igual ao momento devido à carga dos veículos.

O momento de fissuração é o menor entre os calculados no item 3.9, para o caso B.

3.13.3 - COEFICIENTE MÍNIMO DE SEGURANÇA À FISSURAÇÃO

Conforme o item 12.4.2 da NBR 6118 (2014), as resistências no estado-limite de serviço (ELS) não necessitam de minoração, portanto, o coeficiente de ponderação das resistências (γ_m) é igual a 1,0. Neste trabalho o γ_m equivale ao γ_{fis} .

3.14 - VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME DISTRIBUÍDA

A NBR 9782 (1987) previa uma carga uniformemente distribuída de 40 kN/m², para um pavimento que irá suportar contêineres, porém em maio de 2015 esta norma foi cancelada sem haver a substituição por outra equivalente. Por isso, nesta dissertação utilizou-se a norma americana UFC 4-152-01 (2012), a qual prevê uma carga distribuída de 47,9 kN/m² devido a contêineres.

De acordo com RODRIGUES (2006), o momento negativo que as cargas distribuídas produzem nos corredores (espaço entre as cargas) supera o momento positivo que ocorre sob as cargas. Este último é inferior ao momento produzido por cargas móveis e, por isso, é desprezado. O momento negativo é função do carregamento, das características elásticas do terreno de fundação e da largura do corredor.

Quando o carregamento ocorre, o terreno de fundação experimenta uma deformação, fazendo com que haja uma mudança na curvatura da linha elástica da placa na área descarregada, gerando o momento negativo no corredor situado a uma distância do término da área carregada igual ao raio de rigidez do pavimento (l) multiplicado por 1,1. De acordo com a largura do corredor, pode ocorrer a superposição dos momentos negativos e esta será máxima para a largura de $2,2 l$ (RODRIGUES, 2006).

Dessa forma, a carga máxima admissível no pavimento rígido deve ser calculada considerando a superposição dos momentos negativos nos corredores. Segundo OLIVEIRA (2000), a carga máxima admissível é determinada através da equação (3.117).

$$q_{adm} = 1,03 \cdot \frac{f_{ct,f}}{\gamma_c} \cdot \sqrt{h \cdot k} \quad (3.117)$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$f_{ct,f}$: Resistência à tração do concreto na flexão;

h : Espessura da placa;

k : Coeficiente de recalque da sub-base;

q_{adm} : Carga máxima admissível no pavimento por unidade de superfície;

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

3.15 - SEGURANÇA CONTRA A FADIGA

Segundo HIBBELER (2010), quando um material é submetido a ciclos repetidos de tensão, sua estrutura pode romper-se com valores de tensão abaixo do escoamento, isto caracteriza a fadiga.

No caso do pavimento em concreto protendido, a fadiga que compromete a estrutura é a do aço, pois se o concreto fissurar, mas o aço estiver em boas condições, este irá manter a integridade do pavimento e as fissuras fechadas. No entanto, se as cordoalhas de aço sofrerem ruptura, o pavimento irá imediatamente perder grande parte da sua capacidade de carga.

O esforço que pode causar a fadiga é o momento de serviço, ou seja, a soma do momento devido ao gradiente térmico e do momento devido aos veículos. A equação 3.118 expressa o valor desse carregamento no pavimento, já a equação 3.122 determina a intensidade da variação de tensão na armadura de protensão.

$$M_{sd, fad} = M_{\Delta T} + M_{Pi} \quad (3.118)$$

$$W_{cp} = \frac{I_c}{e_p} \quad (3.119)$$

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{M_{sd, fad}}{W_{cp}} \quad (3.120)$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \frac{\Delta\sigma_{cp}}{E_{cs}} \quad (3.121)$$

$$\Delta\sigma_p = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{cp} \quad (3.122)$$

e_p : Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

I_c : Momento central de inércia na seção do concreto;

$M_{sd, fad}$: Momento solicitante para a fadiga;

$M_{\Delta T}$: Momento devido ao gradiente térmico na placa;

M_{Pi} : Momento no interior da placa devido à carga dos veículos;

$\Delta\sigma_{cp}$: Variação da tensão no concreto no nível do aço de protensão;

$\Delta\varepsilon_{cp}$: Variação da deformação no concreto no nível do aço de protensão;

$\Delta\sigma_p$: Variação da tensão no aço de protensão.

3.15.1 - VERIFICAÇÃO DA FADIGA

Para que exista segurança contra fissuração, a máxima variação de tensão calculada no aço de protensão deve satisfazer a seguinte condição:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_p \leq \Delta f_{pd,fad,mín} \tag{3.123}$$

γ_f : Coeficiente de ponderação das ações;

$\Delta f_{pd,fad,mín}$: Resistência mínima à fadiga do aço de protensão;

$\Delta\sigma_p$: Variação da tensão no aço de protensão.

O valor de γ_f é igual a 1,0, conforme o item 23.5.3 da NBR 6118 (2014). Já $\Delta f_{pd,fad,mín}$ é obtido na Tabela 3.8.

Armadura ativa		
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos MPa	
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150	T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110	T ₂
Cabos retos	150	T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70	T ₃

Tabela 3.8: Valores da resistência mínima à fadiga do aço de protensão ($\Delta f_{pd,fad,mín}$). Parte referente a concreto protendido da Tabela 23.2 da NBR 6118 (2014).

3.16 - VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

Para garantir a segurança do pavimento com relação ao estado-limite último, é preciso calcular o momento último, ou seja, o maior momento que o pavimento pode suportar sem entrar em colapso.

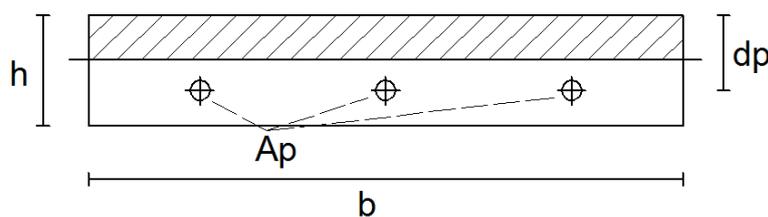


Figura 3.11: Seção transversal

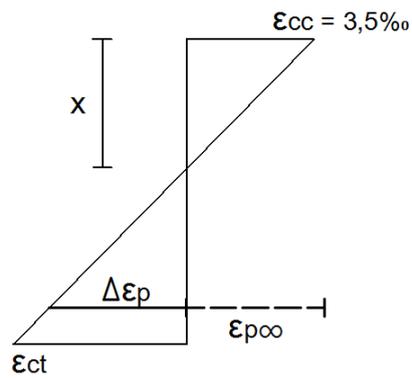


Figura 3.12: Deformações no estado-limite último

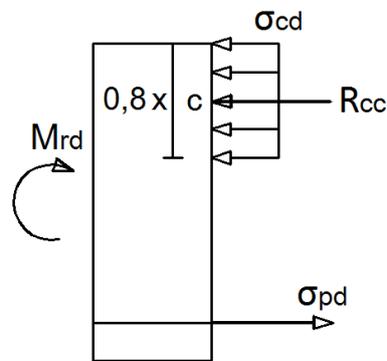


Figura 3.13: Carregamentos no estado-limite último

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\sigma_{cd} \cdot 0,8x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} = 0 \quad (3.124)$$

$$\Sigma M_c = 0$$

$$M_{rd} = \sigma_{pd} \cdot A_p \cdot (dp - 0,4x) \quad (3.125)$$

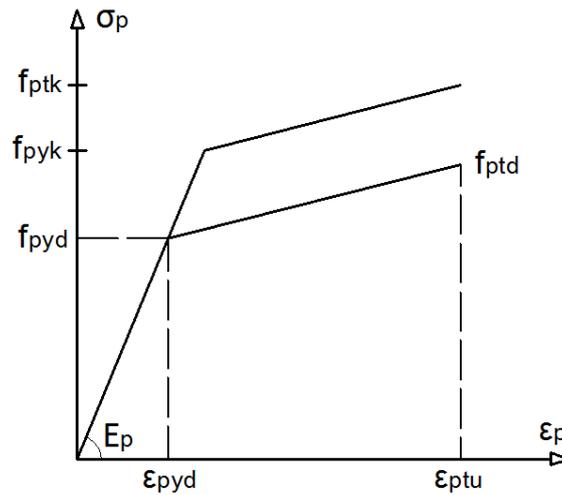


Figura 3.14: Diagrama tensão-deformação do aço de protensão

3.16.1 - CÁLCULO DO MOMENTO ÚLTIMO DA SEÇÃO

A determinação do momento último da seção passa por um processo iterativo, conforme está descrito a seguir. O cálculo deve ser realizado para os valores de P_{∞} das quatro situações apresentadas em 3.8.

1º) Arbitrar um valor para x , de modo que:

$$0 \leq x \leq dp \quad (3.126)$$

2º) Calcular o acréscimo de deformação no aço ($\Delta\varepsilon_p$):

$$\Delta\varepsilon_p = 3,5\% \cdot \frac{dp - x}{x} \quad (3.127)$$

3º) Calcular a deformação total do aço de protensão (ε_{pd}):

$$\varepsilon_{p\infty} = \frac{P_{\infty}}{E_p \cdot A_p} \quad (3.128)$$

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p\infty} \quad (3.129)$$

4º) Calcular a tensão no aço de protensão:

$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{1,15} \quad (3.130)$$

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad (3.131)$$

Quando: $\varepsilon_{pd} \leq \varepsilon_{pyd}$

$$\sigma_{pd} = E_p \cdot \varepsilon_{pd} \quad (3.132)$$

Quando: $\varepsilon_{pd} > \varepsilon_{pyd}$

$$\varepsilon_{ptd} = 30\text{‰} \quad (3.133)$$

$$f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{1,15} \quad (3.134)$$

$$\sigma_{pd} = f_{pyd} + \left(\frac{\varepsilon_{pd} - \varepsilon_{pyd}}{\varepsilon_{ptd} - \varepsilon_{pyd}} \right) \cdot (f_{ptd} - f_{pyd}) \quad (3.135)$$

5º) Substituir x e σ_{pd} na equação (3.138):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (3.136)$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (3.137)$$

$$|\sigma_{cd} \cdot 0,8x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd}| \leq 0,001 \quad (3.138)$$

O valor 0,001 é a tolerância do processo iterativo. Se a inequação for satisfeita, os valores de x e σ_{pd} são os corretos. Caso contrário, é necessário repetir o processo a partir do 1º passo, aumentando o valor de x em $0,01h$.

6º) Após a convergência, deve ser calculado o valor de M_{rd} , conforme a equação 3.125, e feita a verificação expressa em 3.139. Os coeficientes para ponderação das ações estão disponíveis na Tabela 3.9.

$$M_{rd} \geq 1,4 \cdot M_{pi} + 1,2 \cdot \psi_0 \cdot M_{\Delta T} \quad (3.139)$$

O valor de ψ_0 é igual a 0,6, conforme o item 11.7.1 da NBR 6118 (2014).

A_p : Área de aço de protensão por metro de largura do pavimento;

b : Largura unitária da placa;

dp : Altura útil da placa;

E_p : Módulo de elasticidade do aço de protensão;

M_{rd} : Momento último da placa;

M_{pi} : Momento no interior da placa devido à carga dos veículos;

$M_{\Delta T}$: Momento devido ao gradiente térmico na placa;

P_∞ : Força de protensão após todas as perdas;

x : Posição da linha neutra;

ψ_0 : Coeficiente de ponderação das ações no estado-limite último;

σ_{cd} : Tensão de cálculo de compressão no concreto;

σ_{pd} : Tensão de cálculo de tração no aço;

$\varepsilon_{p\infty}$: Deformação no aço devido à P_∞ .

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Tabela 3.9: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$. Tabela 11.1 da NBR 6118 (2014)

Onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

3.17 - ARMADURA TRANSVERSAL

Conforme ODOM e CARLTON (1974) e CHAVEZ, FOWLER e MCCULLOUGH (2003), o dimensionamento da protensão é igual nas direções longitudinal e transversal, pois está sujeito às mesmas condições: cargas dos veículos, tensão devido ao gradiente térmico, atrito com a sub-base e perdas imediatas e progressivas de protensão.

A protensão longitudinal deve ser executada faixa por faixa de concretagem, já a protensão transversal é executada após a última faixa estar concluída. Para pavimentos em concreto protendido não são permitidas juntas de concretagem, dessa forma, a protensão transversal também tem a função de comprimir as juntas entre as faixas longitudinais de maneira a impedir a penetração de água (VASCONCELOS, 1979).

3.18 - ESTUDO PARA PROTENSÃO NÃO ADERENTE

Alguns cálculos são distintos para a protensão aderente e não aderente. A seguir estão as fórmulas para determinar as perdas diferidas, o momento de fissuração e o momento último para a protensão não aderente.

3.18.1 - PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO

Essas perdas se devem aos mesmos fatores que na protensão aderente, porém as equações são distintas e não estão inclusas na NBR 6118 (2014). As equações apresentadas neste subitem foram obtidas em REAL (2012).

- PERDAS POR RETRAÇÃO DO CONCRETO

$$\Delta\sigma_{ps} = E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (3.140)$$

- PERDAS POR FLUÊNCIA DO CONCRETO

$$\Delta\sigma_{cc} = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,p0g} \quad (3.141)$$

- PERDAS POR RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO

$$\Delta\sigma_{pc}(t_\infty, t_0) = \Psi(t, t_0) \cdot \sigma_{p0} \quad (3.142)$$

- TOTAL DE PERDAS PROGRESSIVAS

$$\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0) = \Delta\sigma_{ps} + \Delta\sigma_{cc} + \Delta\sigma_{pc} \quad (3.143)$$

E_p : Módulo de elasticidade do aço de protensão;

α_p : Relação entre E_p e E_{cs} ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: Retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$: Coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$: Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

σ_{p0} : Tensão na armadura ativa, após as perdas imediatas de protensão;

$\Psi(t, t_0)$: Coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 .

3.18.2 - MOMENTO DE FISSURAÇÃO

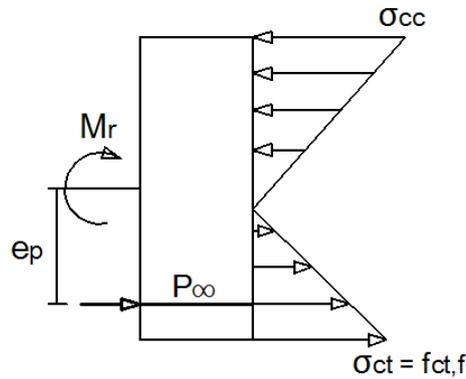


Figura 3.15: Esforços na seção do pavimento

$$\sigma_{ct} = \sigma_{cp} + \sigma_{cM} \leq f_{ct,f} \quad (3.144)$$

$$\sigma_{cM} \leq f_{ct,f} - \sigma_{cp} \quad (3.145)$$

$$M_r = M_g + \Psi_1 \cdot M_q \quad (3.146)$$

$$\sigma_{ct} = -P_\infty \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{M_g + \Psi_1 \cdot M_q}{W_1} \leq f_{ct,f} \quad (3.147)$$

$$W_1 = \frac{I_c}{y_1} \quad (3.148)$$

$$M_r = \left[f_{ct,f} + P_\infty \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) \right] W_1 \quad (3.149)$$

A_c : Área da seção transversal do concreto;

e_p : Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

$f_{ct,f}$: Resistência à tração do concreto na flexão;

I_c : Momento central de inércia na seção do concreto;

M_r : Momento de fissuração;

P_∞ : Força de protensão após todas as perdas;

W_1 : Módulo de resistência.

3.18.3 - VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

O cálculo deve ser realizado para as quatro situações apresentadas em 3.8.

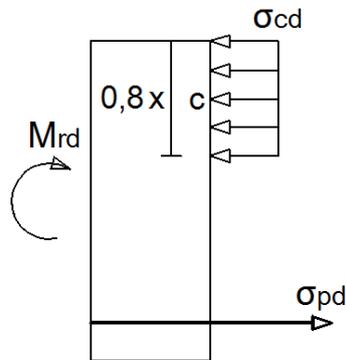


Figura 3.16: Esforços na seção do pavimento

$$\gamma_p = 1,15 \quad (3.150)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \cdot dp} \quad (3.151)$$

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \leq 210 \text{ MPa} \quad (3.152)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{P_\infty}{\gamma_p \cdot A_p} + \Delta\sigma_p \quad (3.153)$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad (3.154)$$

$$\sigma_{cd} \cdot 0,8x \cdot b - \sigma_{pd} \cdot A_p = 0 \quad (3.155)$$

$$x = \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p}{\sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot b} \quad (3.156)$$

$$\Sigma M_c = 0 \quad (3.157)$$

$$M_{rd} = \sigma_{pd} \cdot A_p \cdot (dp - 0,4x) \quad (3.158)$$

$$M_{rd} \geq 1,4. M_p + 1,2. \psi_0. M_{\Delta T} \quad (3.159)$$

A_p : Área de aço de protensão por metro de largura do pavimento;

d_p : Altura útil da placa;

M_p : Momento na placa devido à carga dos veículos;

M_{rd} : Momento último da placa;

$M_{\Delta T}$: Momento devido ao gradiente térmico na placa;

x : Posição da linha neutra;

σ_{pd} : Tensão de cálculo de tração no aço;

ψ_0 : Coeficiente de ponderação das ações no estado-limite último.

4 - VERIFICAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

4.1 - DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO PARA AEROPORTO - VASCONCELOS (1979)

O modelo de cálculo proposto nesta dissertação foi verificado por meio do exemplo de dimensionamento de pavimento para aeroporto apresentado por VASCONCELOS (1979). As tabelas 4.1 exibem os dados iniciais do referido autor e as tabelas 4.2 mostram os resultados encontrados por ele. Nas tabelas 4.3 estão os resultados obtidos mediante o modelo de cálculo proposto.

DADOS INICIAIS			
DADOS GEOMÉTRICOS		DADOS DA CARGA	
Espessura do pavimento (h) [m]	0,18	Carga no pneu mais carregado [kN]	450
Largura da faixa de concretagem [m]	7,50	Pressão de enchimento dos pneus [MPa]	1,3
Comprimento entre juntas [m]	115,00	Peso máximo da aeronave [kN]	3000
DADOS RELATIVOS AO CONCRETO		DADOS DO AÇO DE PROTENSÃO	
Peso específico (γ) [kN/m ³]	24	Diâmetro [mm]	14
Resistência à tração na flexão (módulo de ruptura) [MPa]	5,5	Limite de escoamento (f_{pyk}) [MPa]	800
Módulo de elasticidade à compressão (E_{cc}) [GPa]	35	Resistência à tração (f_{ptk}) [MPa]	1050
Módulo de elasticidade à tração (E_{ct}) [GPa]	11,7	Módulo de elasticidade (E_p) [GPa]	205
Coeficiente de Poisson (ν) [adm.]	0,15	Limite técnico de fluência [MPa]	700
Coeficiente de retração final ($\epsilon_{cs,\infty}$) [adm.]	0,00015	Ondulação inevitável dos cabos [rad/m]	0,00873
Coeficiente de fluência (ϕ) [adm.]	2,5	Coef. de atrito entre cabo e bainha (f)	0,22
		Número de cabos na faixa de concretagem	25
		Retorno cabo acomodação da ancoragem	0,002
DADOS RELATIVOS À SUB-BASE		DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA	
Coeficiente de atrito entre a sub-base e o pavimento (μ) [adm.]	0,6	Variação de temperatura ao longo da espessura [°C/cm]	0,5
Coeficiente de recalque da sub-base (K) [MPa/m]	200	Coeficiente de dilatação térmica do concreto (α) [°C ⁻¹]	0,00001

Tabelas 4.1: Dados iniciais de VASCONCELOS (1979)

RESULTADOS

CÁLCULOS INICIAIS			
Tensão inicial de protensão (σ_{pi}) [MPa]	700	$n_e = E_{cc}/E_{ct}$	3,0
Área de aço de protensão (A_p) [cm ² /m]	5,13	Ponto de repouso [m]	18,00
Força inicial de prot. na extremidade (P_i) [kN/m]	359,30	Alongamento dos cabos para cada lado (Δl) [m]	0,186

PERDAS NO MEIO DA PLACA	
Total de perdas imediatas [kN/m]	37,40
Total de perdas diferidas [kN/m]	28,20
Força de atrito com a sub-base (F_a) [kN/m]	149,00

PERDAS NO PONTO DE REPOUSO	
Total de perdas imediatas [kN/m]	11,70
Total de perdas diferidas [kN/m]	29,20
Força de atrito com a sub-base (F_a) [kN/m]	46,70

MOMENTO DE FISSURAÇÃO				
Seção	Situação	P_∞ [kN/m]	E_{ia} [kN/m ²]	M_r [kN.m]
Meio da placa	A	293,70	22,4	42,80
	B	144,70	20,6	36,30
Ponto de repouso	A	317,90	22,7	43,90
	B	271,20	22,0	41,90
Raio de rigidez médio (l) [m]				0,48

EFEITO DOS VEÍCULOS	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	5,30
Momento no int. da placa (M_{pi}) [kNm/m]	28,60

MOMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO	
$M_{\Delta T}$ [kNm/m]	6,00

SEGURANÇA À FISSURAÇÃO			
Coeficiente mínimo de seg. contra fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,25		
SITUAÇÃO A		SITUAÇÃO B	
Momento solicitante total (V + T) [kNm/m]	34,60	Momento solicitante total (T) [kNm/m]	28,60
Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]	42,80	Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]	36,30
Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,24	Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,27

Tabelas 4.2: Resultados de VASCONCELOS (1979)

RESULTADOS				
CÁLCULOS INICIAIS				
Tensão inicial de protensão (σ_{pi}) [MPa]	703,50	$n_c = Ecc/Ect$	1,0	
Área de aço de protensão (A_p) [cm ² /m]	5,13	Ponto de repouso [m]	16,79	
Força inicial de prot. na extremidade (P_i)	360,99	Alongamento dos cabos para cada lado (Δl)	0,186	
PERDAS NO MEIO DA PLACA				
Total de perdas imediatas [kN/m]	45,78			
Total de perdas diferidas [kN/m]	34,23			
Força de atrito com a sub-base (F_a) [kN/m]	149,04			
PERDAS NO PONTO DE REPOUSO				
Total de perdas imediatas [kN/m]	16,25			
Total de perdas diferidas [kN/m]	36,04			
Força de atrito com a sub-base (F_a) [kN/m]	43,53			
MOMENTO DE FISSURAÇÃO				
Seção	Situação	P_∞ [kN/m]	E_i [MPa]	M_r [kN.m]
Meio da placa	A	280,97	42,71	38,33
	B	131,93	38,19	28,98
Ponto de repouso	A	308,69	43,42	40,12
	B	265,17	42,32	37,39
Raio de rigidez médio (l) [m]				0,567
EFEITO DOS VEÍCULOS				
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]				6,36
Momento no int. da placa (M_{pi}) [kNm/m]				34,35
MOMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO				
$M_{\Delta T}$ [kNm/m]				9,11
SEGURANÇA À FISSURAÇÃO				
Coeficiente mínimo de seg. contra fissuração (γ_{fis}) [adm]		1,00		
SITUAÇÃO A				
Momento solicitante total [kNm/m]		43,46		
Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]		38,33		
Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]		0,88		
SITUAÇÃO B				
Momento solicitante total [kNm/m]		34,35		
Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]		28,98		
Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]		0,84		

Tabelas 4.3: Resultados do dimensionamento do pavimento, através do modelo de cálculo proposto.

De acordo com o método de cálculo apresentado por VASCONCELOS (1979), o coeficiente de segurança mínimo contra fissuração precisa ser 1,25. Valor que foi alcançado nas Situações A e B, do exemplo realizado pelo autor, como podemos ver nas Tabelas 4.2.

No modelo de cálculo proposto neste trabalho, o referido coeficiente mínimo é 1,0, o que está de acordo com a NBR 6118 (2014), como foi explicado no item 3.13.3. Porém o exemplo de dimensionamento de VASCONCELOS (1979), quando solucionado através do modelo, ficou com os coeficientes abaixo no mínimo, conforme as Tabelas 4.3. No entanto isso se deve a dois fatores justificáveis.

O primeiro é que VASCONCELOS (1979) utilizou o método de Pickett e Ray para determinar o momento devido aos veículos, este método é baseado nas Cartas de Influência e não pode ser programado em uma planilha eletrônica. Neste trabalho, foram utilizadas as equações de Westergaard, modelo clássico para realizar esse cálculo, determinando o momento devido aos veículos. Com o uso das equações foram encontrados momentos maiores.

O segundo é que neste trabalho foram utilizadas as fórmulas da NBR 6118 (2014) para calcular a resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$). Com essas fórmulas, foi encontrado um valor menor para esta resistência, que o valor apresentado por VASCONCELOS (1979).

Contudo, se no modelo de cálculo deste trabalho forem empregados os momentos solicitantes de VASCONCELOS (1979), atinge-se um coeficiente de segurança à fissuração superior a 1,00, conforme a tabela a seguir:

SEGURANÇA À FISSURAÇÃO COM MOMENTO SOLICITANTE TOTAL DE VASCONCELOS (1979)			
Coeficiente mínimo de seg. contra fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,00		
SITUAÇÃO A		SITUAÇÃO B	
Momento solicitante total [kNm/m]	34,60	Momento solicitante total [kNm/m]	28,60
Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]	38,33	Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]	28,98
Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,11	Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,01

Tabela 4. 4: Verificação da segurança à fissuração

4.2 - PROJETO EXECUTIVO DE PAVIMENTO – PAVILHÃO COMERCIAL

Os dados para a verificação foram retirados de um projeto executivo de pavimento em concreto protendido sem aderência. O projeto foi fornecido pela empresa *Fernandes Engenharia*, sendo o mesmo utilizado no item 2.8.7 desta dissertação para comparar o orçamento com pavimento de concreto armado.

Nesse projeto o veículo tipo é uma empilhadeira com roda rígida de celeron. Conforme RODRIGUES (2006), para avaliar o efeito de um veículo com esse tipo de roda devemos adotar uma pressão fictícia elevada de enchimento dos pneus igual a 1,75 MPa.

A largura da faixa de concretagem é 21,43 metros e a distância entre os cabos da armadura ativa na direção longitudinal é de 80 centímetros, portanto o número de cabos na faixa de concretagem é: $21,43/0,80 = 26,8$.

DADOS INICIAIS

DADOS GEOMÉTRICOS

Espessura do pavimento (h) [m]	0,14
Largura da faixa de concretagem [m]	21,43
Comprimento entre juntas [m]	79,65
Número de cabos na faixa de concretagem	26,8
Diâmetro da bainha [m]	0,0127
Cobrimento da armadura em relação a face inferior da placa [m]	0,0637
Número de cabos por bainha	1

DADOS DA CARGA

Carga uniforme distribuída [kN/m ²]	80
Carga no eixo duplo mais carregado [kN]	
Distância de centro a centro entre os pneus do eixo duplo [m]	
Carga no eixo simples mais carregado [kN]	80
Largura do eixo simples [m]	
Pressão de enchimento dos pneus [MPa]	1,75

DADOS RELATIVOS AO CONCRETO

Peso específico (γ) [kN/m ³]	25
Resistência característica à compressão (f_{ck}) [MPa]	35
Coeficiente de Poisson (ν) [adm.]	0,20
Coeficiente de retração final ($\epsilon_{cs, \infty}$) [adm.]	0,00041
Coeficiente de fluência (φ) [adm.]	2,8
Tipo de agregado: Digite: 1 para granito ou gnaiss; 1,2 para basalto ou diabásio	1
Tipo de cimento: Digite: 0,38 para CPIII ou IV; 0,25 para CPI ou II; 0,20 para CPV-ARI	0,25
Dias entre a concretagem e a protensão (j) [núm.]	0,83

DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO

Área da seção de uma barra [mm ²]	100,9
Limite de escoamento (f_{pyk}) [MPa]	1710
Resistência à tração (f_{ptk}) [MPa]	1900
Módulo de elasticidade (E_p) [GPa]	202
Coeficiente de atrito entre cabo e bainha (μ) [adm.]	0,05
Soma dos ângulos de desvio de projeto [rad]	0,00
Coeficiente de perdas provocadas por curvaturas não intencionais (K) [1/m]	0,0005
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	2,80
Seção do meio da placa	
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	2,80
Seção do ponto de repouso	

DADOS RELATIVOS À SUB-BASE

Coeficiente de atrito entre a sub-base e o pavimento (μ) [adm.]	0,5
Coeficiente de recalque da sub-base (K) [MPa/m]	110

DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA

Variação de temperatura ao longo da espessura [°C/m]	50
Coeficiente de dilatação térmica do concreto (α) [°C ⁻¹]	0,00001

Tabelas 4.5: Dados iniciais do projeto

RESULTADOS			
CÁLCULOS INICIAIS			
Tensão inicial de protensão (σ_{pi}) [MPa]	1402,20		
Área de aço de protensão (A_p) [cm ² /m]	1,26	Ponto de repouso [m]	39,83
Força inicial de prot. na extremidade (P_i)	176,94	Alongamento dos cabos p/ cada lado [m]	0,274
PERDAS NA EXTREMIDADE DA PLACA		PERDAS NO PONTO DE REPOUSO	
Total de perdas imediatas [kN/m]	7,09	Total de perdas imediatas [kN/m]	3,60
Total de perdas progressivas [kN/m]	25,29	Total de perdas progressivas [kN/m]	25,59
Força de atrito com a sub-base (F_a) [kN/m]	0,00	Força de atrito com a sub-base (F_a) [kN/m]	69,69
MOMENTO DE FISSURAÇÃO			
Seção	Situação	P_{∞} [kN/m]	M_r [kN.m]
Extr. da placa	A	144,57	14,38
	B	144,57	14,38
Ponto de repouso	A	147,75	14,46
	B	78,06	12,83
Raio de rigidez médio (l) [m]		0,502	
EFEITO DOS VEÍCULOS			
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]		2,54	
Momento no int. da placa (M_{pi}) [kNm/m]		8,29	
MOMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO			
$M_{\Delta T}$ [kNm/m]		4,20	
SEGURANÇA À FISSURAÇÃO			
Coeficiente mínimo de seg. contra fissuração (γ_{fis}) [adm]		1,00	
SITUAÇÃO A		SITUAÇÃO B	
Momento solicitante total [kNm/m]		8,29	
Momento de fissuração (M_{fis}) [kNm/m]		12,83	
Coeficiente de seg. fissuração (γ_{fis}) [adm]		1,15	
VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME			
Carga uniforme admissível (q_{adm}) [kN/m ²]		97,31	
Carga uniforme distribuída [kN/m ²]		80,00	

Tabelas 4.6: Resultados obtidos através do modelo de cálculo

Para a protensão não aderente o atrito entre a armadura ativa e a bainha é pequeno, assim, o efeito da acomodação das ancoragens se propaga por uma distância maior que na protensão aderente, por isso, o ponto de repouso está localizado na metade do comprimento da placa.

Na extremidade da placa não ocorrem perdas por atrito com a sub-base, dessa forma a força de protensão para as situações A e B é igual. No meio da placa as perdas por atrito atingem o seu maior valor.

Os resultados intermediários de cálculo, como: perdas de protensão, momento de fissuração, momento devido ao gradiente térmico, não foram fornecidos, dessa forma

realizou-se a comparação das soluções por meio da segurança à fissuração e da verificação da carga uniforme distribuída.

O menor dos coeficientes γ_{fis} é 1,15, isto significa que o pavimento apresenta segurança contra fissuração e ainda tem uma reserva de 15%. O que está relativamente próximo à margem de segurança de 20% que a empresa utiliza nesse cálculo.

A verificação da carga uniforme distribuída mostrou que o pavimento pode suportar uma carga (q_{adm}) superior a que estará submetido.

5 - APLICAÇÃO EM PAVIMENTO PORTUÁRIO

Neste capítulo será apresentada a aplicação do modelo de cálculo ao pátio do Tecon do Rio Grande, o qual é um dos terminais de contêineres mais movimentados do Brasil. Também serão apresentados estudos sobre a influência de variáveis de projeto no desempenho do pavimento.

5.1 - APLICAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO AO PÁTIO DO TECON - RIO GRANDE, RS

5.1.1 - DADOS INICIAIS

5.1.1.1 - DADOS GEOMÉTRICOS

- Espessura do pavimento de concreto: 20 cm;
- Comprimento entre juntas: 120 m;
- Largura de cada faixa: 20 m;
- Largura do pavimento: 60 m (3 faixas);
- Diâmetro interno da bainha: 3 cm (PROTENDE, 2013);
- Cobrimento da armadura ativa em relação à face inferior da placa: 7 cm.

- Excentricidade dos cabos em relação ao baricentro da seção do concreto (e_p):

$$e_p = \frac{0,20}{2} - \left(0,07 + \frac{0,03}{2}\right) = 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm} \quad (5.1)$$

- Altura útil da placa (d_p):

$$d_p = \frac{0,20}{2} + 0,015 = 0,115 \text{ m} = 11,5 \text{ cm} \quad (5.2)$$

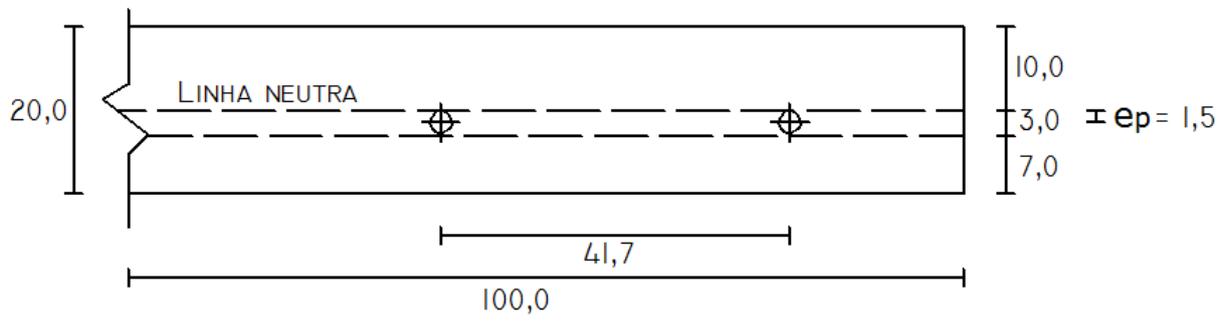


Figura 5.1: Seção transversal do pavimento em concreto protendido, com dimensões para a primeira tentativa de interação. As medidas estão em centímetros.

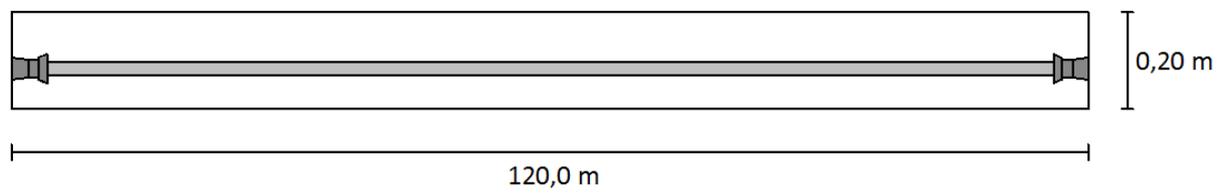


Figura 5.2: Seção longitudinal do pavimento em concreto protendido. Em destaque aparecem as ancoragens nos extremos e uma bainha

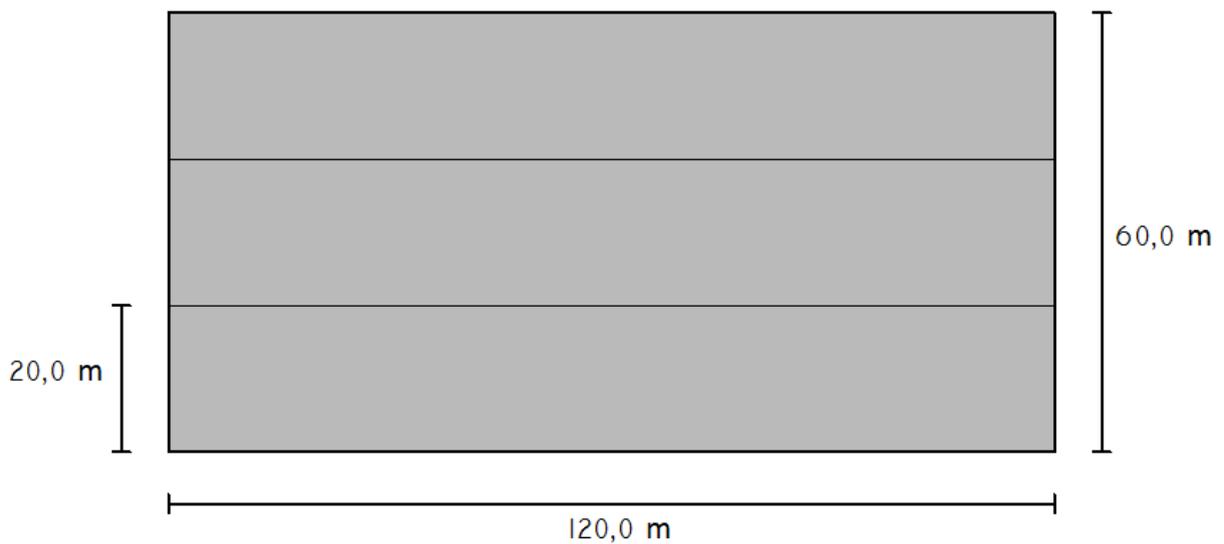


Figura 5.3: Vista superior do pavimento e suas faixas de concretagem.

5.1.1.2 - DADOS DA CARGA

- Carga uniforme distribuída devido a contêineres = $47,9 \text{ kN/m}^2$, conforme a norma UFC 4-152-01 “Design: Piers and Wharves”.



Figura 5.4: Trecho do pátio de contêineres – Tecon Rio Grande

Conforme NETO (2013), o veículo tipo é de fundamental importância no projeto de um pavimento, por isso é preciso conhecer as cargas efetivamente aplicadas em cada eixo. Devido à geometria assimétrica das empilhadeiras, quando elas entram em operação, a carga não é igual nos dois eixos.

Após uma visita ao Tecon de Rio Grande e consultas em manuais de fabricantes, foi constatado que o veículo com a maior carga por roda é o Stacker SWV 4531 TB6, uma empilhadeira de contêineres produzida pela empresa Konecranes. Para este exemplo de cálculo, foi consultado o catálogo KONECRANES (2012).



Figura 5.5: Ilustração do Stacker SWV 4531 TB6

Fonte: KONECRANES (2012)

Carga móvel: Stacker SWV 4531 TB6

- Carga máxima no eixo frontal (rodas duplas): 1043 kN;
- Largura do eixo frontal: 3,03 m;
- Distância de centro a centro entre os pneus do eixo frontal: 0,57 m;
- Carga máxima no eixo traseiro (simples): 958 kN;
- Largura do eixo traseiro: 2,91 m;
- Pressão de enchimento dos pneus: 1,0 MPa;
- Diâmetro externo x largura do pneu inflado e sem carga: 1,65 x 0,51 m.

5.1.1.3 - DADOS RELATIVOS AO CONCRETO

- Peso específico: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Resistência característica à compressão do concreto: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,20$;
- Coeficiente de retração final: $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = 23 \cdot 10^{-5}$;
- Coeficiente de fluência: $\varphi(t_{\infty}, t_0) = 1,7$.

Os valores dos coeficientes de fluência e retração final devem ser obtidos por interpolação através da Tabela 3.1. Sendo que, a umidade média anual na cidade do Rio Grande é 81%, conforme o site do Tecon, acesso em 16/03/2015.

- Resistência média à tração do concreto:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 3,21 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

- Resistência característica à tração do concreto, inferior:

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} = 2,25 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

- Resistência à tração do concreto na flexão (módulo de ruptura):

$$f_{ct,f} = 1,5f_{ctk,inf} = 3,37 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

- Módulo de elasticidade inicial:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600\sqrt{f_{ck}} = 33,13 \text{ GPa} \quad (5.6)$$

- Módulo de elasticidade secante:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{E_{ci}}{80} \leq 1,0 \quad \alpha_i = 0,9 \quad (5.7)$$

$$E_{cs} = 0,9 \cdot E_{ci} = 29,40 \text{ GPa} \quad (5.8)$$

- Resistência característica à compressão do concreto, em t = 1 dia (24 horas):

O valor do coeficiente s foi retirado da Tabela 3.2, considerando o uso do cimento CP-II para a produção do concreto, portanto s = 0,25.

$$\beta_1 = e^{\{0,25[1-(28/1)^{1/2}]\}} = 0,342 \quad (5.9)$$

$$f_{ckj} = 0,342 \cdot 35 \cdot 10^6 = 11,97 \text{ MPa} \quad (5.10)$$

- Resistência média à tração do concreto, em $t = 1$ dia:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ckj}^{2/3} = 1,57 \text{ MPa} \quad (5.11)$$

5.1.1.4 - DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO

- Cordoalha de aço CP 190;
- Número de fios: 7;
- Diâmetro nominal da cordoalha: $\phi = 12,7$ mm;
- Área da seção transversal: $100,9 \text{ mm}^2 = 1,009 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$;
- Resistência ao escoamento do aço da armadura ativa: $f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$;
- Resistência à tração do aço de armadura ativa: $f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$;
- Módulo de elasticidade do aço de armadura ativa: $E_p = 202 \text{ GPa}^{**}$;
- Protensão pelas duas extremidades dos cabos (Sistema Freyssinet);
- Armadura de protensão longitudinal: **96 $\phi 12,7$ mm a cada 20 m, ou seja, 2 $\phi 12,7$ mm a cada 41,7 cm;**
- Armadura de protensão transversal: **376 $\phi 12,7$ mm em 120 m, ou seja, 2 $\phi 12,7$ mm a cada 63,8 cm;**
- Coeficiente de atrito entre cabo e bainha metálica: $\mu = 0,20$;
- Ondulação inevitável dos cabos: $1,396 \cdot 10^{-2} \text{ rad/m}$.

**Valor obtido em ARCELORMITTAL (2010). Na falta de um valor fornecido pelo fabricante, a NBR 6118 (2014) recomenda que se use o valor de 200GPa.

5.1.1.5 - DADOS RELATIVOS À SUB-BASE

- Coeficiente de atrito entre a sub-base e pavimento: $\mu = 0,6$;
- Coeficiente de recalque da sub-base: $k = 160 \text{ MPa/m}$.

As tabelas 2.3 a 2.6 apresentam o valor do coeficiente k no topo da sub-base, em função da espessura dela e do CBR do subleito. Entretanto, não se dispõe de um ensaio que indique o valor do CBR do subsolo do Tecon. Para não usar um valor arbitrário, no exemplo de cálculo, será utilizado o valor de CBR do Campus Carreiros da FURG, pois o solo arenoso local é similar ao do TECON. Este trabalho tem fins acadêmicos, no entanto para fazer o projeto executivo de um pavimento é necessário ter um ensaio feito no local.

Conforme SOUZA, M. A. (2005), o subsolo do Campus Carreiros apresenta CBR de 15%, após a compactação. Este valor será utilizado como CBR do subleito. Experiências anteriores mostram que a adição de cimento na areia local não tem sido muito efetiva na melhoria das propriedades mecânicas. Por isso, entre as quatro soluções propostas por RODRIGUES E PITTA (1997), para a sub-base foi escolhido o concreto compactado a rolo (CCR), por garantir um coeficiente k superior a 100 MPa/m. Considerou-se uma camada de CCR com 10 centímetros de espessura, conforme a Tabela 2.6, o valor do coeficiente k é 160 MPa/m.

5.1.1.6 - DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA

- Variação de temperatura ao longo da espessura: 0,5°C/cm (aquecimento superior), conforme VASCONCELOS (1979);

- Coeficiente de dilatação térmica do concreto: $\alpha = 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$.

5.1.2 - CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL

5.1.2.1 - SEGURANÇA CONTRA ESCOAMENTO E RUPTURA

O valor máximo para σ_{pi} deve ser o menor entre as duas verificações a seguir:

$$\sigma_{pi} = 0,82 \cdot 1710 \cdot 10^6 = 1402,2 \text{ MPa} \quad (5.12)$$

$$\sigma_{pi} = 0,74 \cdot 1900 \cdot 10^6 = 1406 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

Portanto, $\sigma_{pi} = 1402,2 \text{ MPa}$.

5.1.2.2 - ÁREA DE AÇO DE PROTENSÃO POR METRO DE LARGURA

A área da seção transversal de uma cordoalha ou barra deve ser obtida no catálogo do fabricante. Para esse exemplo será utilizada a cordoalha de meia polegada da Rudloff, a qual possui como área nominal: $100,9 \text{ mm}^2$. A equação a seguir determina a área de aço por metro de largura do pavimento.

$$A_p = \frac{96 \cdot 1,009 \cdot 10^{-4}}{20} \quad (5.14)$$

$$A_p = 4,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (5.15)$$

5.1.2.3 - FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO NA EXTREMIDADE DA CORDOALHA

$$P_i = 4,84 \cdot 10^{-4} \cdot 1402,2 \cdot 10^6 \quad (5.16)$$

$$P_i = 679,11 \text{ kN/m} \quad (5.17)$$

5.1.3 - SITUAÇÃO NO MEIO DA PLACA

5.1.3.1 - PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

- PERDAS POR ATRITO ENTRE O CABO DE PROTENSÃO E A BAINHA

A colocação do cabo é retilínea, como pode ser visto na Figura 5.2, por isso o valor da soma dos ângulos de desvio é zero.

$$\Sigma\alpha = 0 \text{ rad/m} \quad (5.18)$$

$$\Delta P_{atr} = 679,11 \cdot 10^3 [1 - e^{-(0,20 \cdot 0 + 2 \cdot 10^{-3} \cdot 60)}] \quad (5.19)$$

$$\Delta P_{atr} = 76,79 \text{ kN/m} \quad (5.20)$$

- DETERMINAÇÃO DO PONTO DE REPOUSO (xr).

$$xr = \sqrt{\frac{202 \cdot 10^9 \cdot 4,84 \cdot 10^{-4} \cdot 0,006 \cdot 120}{2 \cdot 76,79 \cdot 10^3}} \quad (5.21)$$

$$xr = 21,42 \text{ m} \quad (5.22)$$

O valor de δ é 6mm, conforme Tabela 3.6.

- PERDAS POR ACOMODAÇÃO DAS ANCORAGENS

O ponto de repouso está localizado na abscissa $xr = 21,42\text{m}$, então não atinge a seção do meio da placa, $x = 60\text{m}$, portanto nessa seção não ocorrem perdas na força de protensão devido à acomodação das ancoragens, ou seja, $\Delta P_{anc} = 0$.

- PERDAS POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO CONCRETO

$$P_a = 679,11 \cdot 10^3 - 76,79 \cdot 10^3 - 0 = 602,32 \text{ kN/m} \quad (5.23)$$

$$I_c = \frac{1 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (5.24)$$

$$A_c = 1 \cdot 0,20 = 0,20 \text{ m}^2 \quad (5.25)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -602,32 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{0,20} + \frac{(-0,015)^2}{6,67 \cdot 10^{-4}} \right) = -3,21 \text{ MPa} \quad (5.26)$$

$$\alpha_p = \frac{202 \cdot 10^9}{29,40 \cdot 10^9} = 6,87 \quad (5.27)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6,87 \cdot (3,21 \cdot 10^6) (2,4 - 1)}{2 \cdot 2,4} = 6,43 \text{ MPa} \quad (5.28)$$

$$\Delta P_{ela} = 6,43 \cdot 10^6 \cdot 4,84 \cdot 10^{-4} = 3,12 \text{ kN/m} \quad (5.29)$$

5.1.3.2 - FORÇA DE PROTENSÃO NO MEIO DA PLACA, NO INSTANTE t_0

$$P_0 = 679,11 \cdot 10^3 - 76,79 \cdot 10^3 - 0 - 3,12 \cdot 10^3 \quad (5.30)$$

$$P_0 = 599,20 \text{ kN/m} \quad (5.31)$$

5.1.3.3 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA NO INSTANTE t_0

$$\sigma_{p0} = \frac{599,20 \cdot 10^3}{4,84 \cdot 10^{-4}} = 1237,20 \cdot 10^6 \quad (5.32)$$

5.1.3.4 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E INSTANTE t_0

$$\sigma_{c,p0g} = -599,20 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{(-0,015)^2}{6,67 \cdot 10^{-4}} \right) \quad (5.33)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -3,20 \text{ MPa} \quad (5.34)$$

5.1.3.5 - VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO

A força de protensão será aplicada de modo a atingir: 30% em 24 horas; 50% em 3 dias e 100% em 5 dias.

$$W_1 = -W_2 = -\frac{1 \cdot 0,20^2}{6} = -6,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (5.35)$$

$$\sigma_{cp1} = -1,1 \cdot 599,20 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{-0,015}{-6,67 \cdot 10^{-3}} \right) = -1,43 \text{ MPa} \quad (5.36)$$

$$\sigma_{cp2} = -1,1 \cdot 599,20 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{-0,015}{6,67 \cdot 10^{-3}} \right) = -0,54 \text{ MPa} \quad (5.37)$$

Como nesse exemplo, σ_{cp2} é uma tensão de compressão, é necessário verificar apenas a primeira condição.

$$|-1,43 \cdot 10^6| < 0,7 \cdot 11,97 \cdot 10^6 \quad (5.38)$$

$$1,43 \cdot 10^6 < 8,38 \cdot 10^6 \quad \text{OK!} \quad (5.39)$$

5.1.3.6 - PERDAS PROGRESSIVAS DE PROTENSÃO

Entrando na Tabela 3.7 com as informações:

Cordoalhas de baixa relaxação;

$$\sigma_{p0} = 1237,20 \text{ MPa};$$

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{p0} \text{ igual a } 0,65 f_{ptk}.$$

O valor de Ψ_{1000} pode ser obtido através de interpolação, sendo igual a 1,9%.

$$\Psi(t, t_0) \cong 2,5 \Psi_{1000} \cong 2,5 \cdot 1,9 \cong 4,75\% \quad (5.40)$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - 0,0475] = 0,0487 \quad (5.41)$$

O valor de $\varphi(t, t_0)$ já foi calculado no item 5.1.1.3. Assim $\varphi(t, t_0) = 1,7$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot 1,7 = 1,85 \quad (5.42)$$

$$\chi_p = 1 + 0,0487 = 1,0487 \quad (5.43)$$

$$I_c = 6,67 \cdot 10^{-4} m^4, \text{ conforme (5.24)}$$

$$\eta = 1 + 0,015^2 \frac{0,20}{6,67 \cdot 10^{-4}} = 1,07 \quad (5.44)$$

$$\rho_p = \frac{4,84 \cdot 10^{-4}}{0,20} = 2,42 \cdot 10^{-3} \quad (5.45)$$

$$\alpha_p = \frac{202 \cdot 10^9}{29,40 \cdot 10^9} = 6,87 \quad (5.46)$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-23 \cdot 10^{-5} \cdot 202 \cdot 10^9 - 6,87 \cdot 3,20 \cdot 10^6 \cdot 1,7 - 1237,20 \cdot 10^6 \cdot 0,0487}{1,0487 + 1,85 \cdot 6,87 \cdot 1,07 \cdot 2,42 \cdot 10^{-3}} \quad (5.47)$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = -133,17 \text{ MPa} \quad (5.48)$$

$$\Delta P(t, t_0) = -133,17 \cdot 10^6 \cdot 4,84 \cdot 10^{-4} = -64,49 \text{ kN/m} \quad (5.49)$$

5.1.3.7 - TENSÃO NO AÇO NO MEIO DA PLACA EM t_∞

$$\sigma_p(t_\infty, t_0) = 1237,20 \cdot 10^6 - 133,17 \cdot 10^6 \quad (5.50)$$

$$\sigma_p(t_\infty, t_0) = 1104,03 \text{ MPa} \quad (5.51)$$

5.1.3.8 - FORÇA DE PROTENSÃO EM t_∞

$$P_\infty = 599,20 \cdot 10^3 - 64,49 \cdot 10^3 \quad (5.52)$$

$$P_\infty = 534,71 \text{ kN/m} \quad (5.53)$$

5.1.3.9 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_∞

$$\sigma_c(t_\infty, t_0) = -534,71 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{0,015^2}{6,67 \cdot 10^{-4}} \right) \quad (5.54)$$

$$\sigma_c(t_\infty, t_0) = -2,85 \text{ MPa} \quad (5.55)$$

5.1.4 - CÁLCULO DO ALONGAMENTO (Δl) DOS CABOS

$$\Delta L = \frac{(2 \cdot 679,11 \cdot 10^3 - 76,79 \cdot 10^3) \cdot 120}{4 \cdot 202 \cdot 10^9 \cdot 4,84 \cdot 10^{-4}} \quad (5.56)$$

$$\Delta L = 0,393 \text{ m} \quad (5.57)$$

5.1.5 - SITUAÇÃO NO PONTO DE MÁXIMA TRAÇÃO NO CABO

5.1.5.1 - CÁLCULO DA FORÇA INICIAL DE TRAÇÃO NO CABO NO PONTO DE REPOUSO: $P(xr)$

Conforme cálculo realizado no item 5.1.3.1, $xr = 21,42 \text{ m}$.

$$P(xr) = 679,11 \cdot 10^3 - \frac{2 \cdot 76,79 \cdot 10^3 \cdot 21,42}{120} \quad (5.58)$$

$$P(xr) = 651,70 \text{ kN/m} \quad (5.59)$$

5.1.5.2 - PERDAS IMEDIATAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

- PERDAS POR ACOMODAÇÃO DAS ANCORAGENS

$$\Delta P_{anc,m\acute{a}x} = 2[679,11 \cdot 10^3 - 651,70 \cdot 10^3] \quad (5.60)$$

$$\Delta P_{anc,m\acute{a}x} = 54,82 \text{ kN/m} \quad (5.61)$$

Esta perda ocorre na extremidade do cabo. A partir do ponto de repouso, não ocorre perda de protensão por acomodação das ancoragens.

- PERDAS POR ATRITO ENTRE O CABO DE PROTENSÃO E A BAINHA

$$\Sigma \alpha = \alpha \cdot x \quad (5.62)$$

$$\Sigma \alpha = 0 \text{ rad/m} \quad (5.63)$$

$$\Delta P_{atr} = 679,11 \cdot 10^3 [1 - e^{-(0,20 \cdot 0 + 2 \cdot 10^{-3} \cdot 21,42)}] \quad (5.64)$$

$$\Delta P_{atr} = 28,47 \text{ kN/m} \quad (5.65)$$

- PERDAS POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO CONCRETO

$$P_a = 679,11 \cdot 10^3 - 28,47 \cdot 10^3 - 0 = 650,64 \text{ kN/m} \quad (5.66)$$

$$I_c = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, \text{ conforme (5.24)}$$

$$A_c = 0,20 \cdot 1 = 0,20 \text{ m}^2 \quad (5.67)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -650,64 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{0,20} + \frac{0,015^2}{6,67 \cdot 10^{-4}} \right) - 0 = -3,47 \text{ MPa} \quad (5.68)$$

$$\alpha_p = 6,87, \text{ conforme (5.27)}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6,87 \cdot (3,47 \cdot 10^6) (2,4 - 1)}{2 \cdot 2,4} = 6,95 \text{ MPa} \quad (5.69)$$

$$\Delta P_{\text{ela}} = 6,95 \cdot 10^6 \cdot 4,84 \cdot 10^{-4} = 3,37 \text{ kN/m} \quad (5.70)$$

5.1.5.3 - FORÇA DE PROTENSÃO NO PONTO DE REPOUSO (x_r) NO INSTANTE t_0

$$P_0 = 679,11 \cdot 10^3 - 28,47 \cdot 10^3 - 0 - 3,37 \cdot 10^3 \quad (5.71)$$

$$P_0 = 647,27 \text{ kN/m} \quad (5.72)$$

5.1.5.4 - TENSÃO NO AÇO NO PONTO DE REPOUSO NO INSTANTE t_0

$$\sigma_{p0} = \frac{647,27 \cdot 10^3}{4,84 \cdot 10^{-4}} = 1336,45 \text{ MPa} \quad (5.73)$$

5.1.5.5 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_0

$$\sigma_{c,p0} = -647,27 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{0,015^2}{6,67 \cdot 10^{-4}} \right) \quad (5.74)$$

$$\sigma_{c,p0} = - 3,45 \text{ MPa} \quad (5.75)$$

5.1.5.6 - VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO

$$\sigma_{cp1} = - 1,1 \cdot 647,27 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{-0,015}{- 6,67 \cdot 10^{-3}} \right) = - 1,55 \text{ MPa} \quad (5.76)$$

$$\sigma_{cp2} = - 1,1 \cdot 647,27 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{-0,015}{6,67 \cdot 10^{-3}} \right) = - 0,59 \text{ MPa} \quad (5.77)$$

$$|-1,55 \cdot 10^6| < 0,7 \cdot 11,97 \cdot 10^6 \quad (5.78)$$

$$1,55 \cdot 10^6 < 8,38 \cdot 10^6 \quad \text{OK!} \quad (5.79)$$

Como nesse exemplo, σ_{cp2} é uma tensão de compressão, é necessário verificar apenas a primeira condição.

5.1.5.7 - PERDAS DIFERIDAS DE PROTENSÃO

Entrando na Tabela 3.7 com as informações:

Cordoalhas de baixa relaxação;

$$\sigma_{p0} = 1336,45 \text{ MPa}$$

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = 0,70 f_{ptk}$$

O valor de Ψ_{1000} pode ser obtido através de interpolação, sendo igual a 2,5%.

$$\Psi(t, t_0) \cong 2,5 \Psi_{1000} \cong 2,5 \cdot 2,5 \cong 6,25\% \quad (5.80)$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - 0,0625] = 0,0645 \quad (5.81)$$

O valor de $\varphi(t, t_0)$ já foi calculado no item 5.1.1.3. Assim $\varphi(t, t_0) = 1,7$

$$\chi_c = 1,85, \text{ conforme (5.42)}$$

$$\chi_p = 1 + 0,0645 = 1,0645 \quad (5.82)$$

$$I_c = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, \text{ conforme (5.24)}$$

$$\eta = 1,07, \text{ conforme (5.44)}$$

$$\rho_p = 2,42 \cdot 10^{-3}, \text{ conforme (5.45)}$$

$$\alpha_p = 6,87, \text{ conforme (5.46)}$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-23 \cdot 10^{-5} \cdot 202 \cdot 10^9 - 6,87 \cdot 3,45 \cdot 10^6 \cdot 1,7 - 1336,45 \cdot 10^6 \cdot 0,0645}{1,0645 + 1,85 \cdot 6,87 \cdot 1,07 \cdot 2,42 \cdot 10^{-3}} \quad (5.83)$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = -157,70 \text{ MPa} \quad (5.84)$$

$$\Delta P(t, t_0) = -157,70 \cdot 10^{-3} \cdot 4,84 \cdot 10^{-4} = -76,38 \text{ kN/m} \quad (5.85)$$

5.1.5.8 - TENSÃO NO AÇO NO PONTO DE REPOUSO EM t_∞

$$\sigma_p(t_\infty, t_0) = 1336,45 \cdot 10^6 - 157,70 \cdot 10^6 \quad (5.86)$$

$$\sigma_p(t_\infty, t_0) = 1178,75 \text{ MPa} \quad (5.87)$$

5.1.5.9 - FORÇA DE PROTENSÃO EM t_∞

$$P_\infty = 647,27 \cdot 10^3 - 76,38 \cdot 10^3 \quad (5.88)$$

$$P_\infty = 570,89 \text{ kN/m} \quad (5.89)$$

5.1.5.10 - TENSÃO NO CONCRETO NO NÍVEL DO CABO E t_∞

$$\sigma_c(t_\infty, t_0) = -570,89 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{1}{0,20} + \frac{0,015^2}{6,67 \cdot 10^{-4}} \right) \quad (5.90)$$

$$\sigma_c(t_\infty, t_0) = -3,05 \text{ MPa} \quad (5.91)$$

5.1.6 - ATRITO COM A SUB-BASE

$$F_{a1} = \frac{120}{2} \cdot (25 \cdot 0,20) \cdot 0,6 = 180,00 \text{ kN/m} \quad (5.92)$$

$$F_{a2} = 21,42 \cdot (25 \cdot 0,20) \cdot 0,6 = 64,25 \text{ kN/m} \quad (5.93)$$

5.1.7 - COMBINAÇÕES PARA O CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO

5.1.7.1 - SEÇÃO DO MEIO DA PLACA

- SITUAÇÃO A
 - Protensão inicial: 679,11 kN/m
 - Perdas imediatas: -79,91 kN/m
 - Perdas progressivas: -64,49 kN/m
 - **Total: 534,71 kN/m**

- SITUAÇÃO B
 - Protensão inicial: 679,11 kN/m
 - Perdas imediatas: - 79,91 kN/m
 - Perdas progressivas: - 64,49 kN/m
 - Atrito com o solo: - 180,00 kN/m
 - **Total: 354,71 kN/m**

5.1.7.2 - SEÇÃO DO PONTO DE REPOUSO

- SITUAÇÃO A
 - Protensão inicial: 679,11 kN/m
 - Perdas imediatas: - 31,84 kN/m
 - Perdas progressivas: - 76,38 kN/m
 - **Total: 570,89 kN/m**
- SITUAÇÃO B
 - Protensão inicial: 679,11 kN/m
 - Perdas imediatas: - 31,84 kN/m
 - Perdas progressivas: - 76,38 kN/m
 - Atrito com o solo: - 64,25 kN/m
 - **Total: 506,64 kN/m**

5.1.8 - CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO DO PAVIMENTO

O momento de fissuração deve ser calculado para as quatro situações apresentadas em 5.1.7. Como exemplo, será feito o cálculo para a Situação A no meio da placa. Os valores para os demais casos estão na Tabela 5.1.

$$\alpha_p = \frac{202 \cdot 10^9}{29,40 \cdot 10^9} = 6,87 \quad (5.94)$$

$$\rho_p = \frac{4,84 \cdot 10^{-4}}{0,20} = 2,42 \cdot 10^{-3} \quad (5.95)$$

$$\delta = \frac{0,115}{0,20} = 0,575 \quad (5.96)$$

$$\sigma_{p\infty} = \frac{534,71 \cdot 10^3}{4,84 \cdot 10^{-4}} = 1104,77 \text{ MPa} \quad (5.97)$$

$$\xi_r = \frac{1 + 2 \left[\frac{1104,77 \cdot 10^6}{3,37 \cdot 10^6} + 6,87 \cdot \frac{3,20 \cdot 10^6}{3,37 \cdot 10^6} \right] 2,42 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 6,87 \cdot 0,575 \cdot 2,42 \cdot 10^{-3}}{2 + 2 \left[\frac{1104,77 \cdot 10^6}{3,37 \cdot 10^6} + 6,87 \cdot \frac{3,20 \cdot 10^6}{3,37 \cdot 10^6} \right] 2,42 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 6,87 \cdot 2,42 \cdot 10^{-3}} \quad (5.98)$$

$$\xi_r = 0,7223 \quad (5.99)$$

$$x_r = 0,7223 \cdot 0,20 = 0,1445 \quad (5.100)$$

$$\chi_r = \frac{\frac{3,37 \cdot 10^6}{29,40 \cdot 10^9}}{(0,20 - 0,1445)} = 2,06 \cdot 10^{-3} \quad (5.101)$$

$$\begin{aligned} k_I &= 0,7223^2(3 - 2 \cdot 0,7223) + (1 - 0,7223)^2 \cdot (1 + 2 \cdot 0,7223) \quad (5.102) \\ &+ 12 \left[\frac{1104,77 \cdot 10^6}{3,37 \cdot 10^6} + 6,87 \cdot \frac{3,20 \cdot 10^6}{3,37 \cdot 10^6} \right] 2,42 \cdot 10^{-3} \left(0,575 - \frac{1}{2} \right) (1 - 0,7223) \\ &+ 12 \cdot 6,87 \cdot 2,42 \cdot 10^{-3} \cdot (0,575 - 0,7223) \cdot \left(0,575 - \frac{1}{2} \right) \end{aligned}$$

$$k_I = 1,2000 \quad (5.103)$$

$$E_I = 1,2000 \cdot 29,40 \cdot 10^9 = 35,28 \text{ GPa} \quad (5.104)$$

$$M_r = 1,2000 \cdot 6,67 \cdot 10^{-4} \cdot 29,40 \cdot 10^9 \cdot 2,06 \cdot 10^{-3} \quad (5.105)$$

$$M_r = 48,54 \text{ kN/m} \quad (5.106)$$

Seção	Situação	P_∞ (kN/m)	ξ_r	k_{IA}	x_r	χ_r	E_{Ia} (GPa)	M_r (kN.m/m)
Meio da placa	A	534,71	0,7223	1,2000	0,1445	0,00206	35,28	48,54
	B	354,71	0,6747	1,1572	0,1349	0,00176	34,03	39,96
Ponto de repouso	A	570,89	0,7304	1,2073	0,1461	0,00213	35,50	50,31
	B	506,64	0,7160	1,1944	0,1432	0,00202	35,12	47,24

Tabela 5.1: Resultados para as quatro situações de cálculo

5.1.9 - CÁLCULO DO RAI0 DE RIGIDEZ RELATIVA DA PLACA

$$l = \sqrt[4]{\frac{35,28 \cdot 10^9 \cdot 0,20^3}{12 \cdot (1 - 0,20^2) \cdot 160 \cdot 10^6}} \quad (5.107)$$

$$l = 0,626 \text{ m} \quad (5.108)$$

Seção	Situação	l (m)
Meio da placa	A	0,626
	B	0,620
Ponto de repouso	A	0,627
	B	0,625
Média		0,624

Tabela 5.2: Raio de rigidez para as quatro situações de cálculo

5.1.10 - EFEITO DA CARGA DOS VEÍCULOS

Considerando o Stacker SWV 4531 TB6 como veículo tipo para o pavimento é necessário calcular separadamente o efeito das rodas do eixo frontal e do eixo traseiro.

Para o eixo frontal, a distância de centro a centro dos pneus é de 0,57m. Valor que é menor que o raio de rigidez do pavimento multiplicado por 1,5, por isso o número de pneus relevantes é dois.

$$1,5 \cdot l = 1,5 \cdot 0,624 = 0,936 \text{ m} \quad (5.109)$$

Para o eixo traseiro, a distância entre os pneus é de 2,91m, portanto o número de pneus relevantes é um.

5.1.10.1 - EIXO FRONTAL

$$Pd = 260,75 \text{ kN}$$

$$p = 1 \text{ MPa}$$

$$Sd = 0,57 \text{ m}$$

$$a = \sqrt{\frac{0,8521 \cdot 260,75 \cdot 10^3}{\pi \cdot 10^6} + \frac{0,57}{\pi} \left(\frac{260,75 \cdot 10^3}{0,5227 \cdot 10^6} \right)^{1/2}} \quad (5.110)$$

$$a = 0,446 \text{ m} \quad (5.111)$$

Correção no valor de a :

$$1,724h = 1,724 \cdot 0,20 = 0,345 \text{ m} \quad (5.112)$$

Como: $b = a$ para $a \geq 1,724h$

$$b = 0,446 \text{ m} \quad (5.113)$$

Cálculo das tensões:

$$\sigma_{Pi} = \frac{0,275 \cdot 2 \cdot 260,75 \cdot 10^3}{0,20^2} (1 + 0,20) \left[\log \left(\frac{29,40 \cdot 10^9 \cdot 0,20^3}{160 \cdot 10^6 \cdot 0,446^4} \right) - 0,436 \right] \quad (5.114)$$

$$(5.115)$$

$$\sigma_{Pi} = 4,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pb} = \frac{0,529 \cdot 2 \cdot 260,75 \cdot 10^3 (1 + 0,54 \cdot 0,20)}{0,20^2} \left[\log \left(\frac{29,40 \cdot 10^9 \cdot 0,20^3}{160 \cdot 10^6 \cdot 0,446^4} \right) - 0,71 \right] \quad (5.116)$$

$$(5.117)$$

$$\sigma_{Pb} = 6,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pc} = - \frac{3 \cdot 2 \cdot 260,75 \cdot 10^3}{0,20^2} \left[1 - \left(\frac{0,446}{0,624} \right)^{0,6} \right] \quad (5.118)$$

$$(5.119)$$

$$\sigma_{Pc} = -7,15 \text{ MPa}$$

5.1.10.2 - EIXO TRASEIRO

$$P = 479,0 \text{ kN}$$

$$p = 1,0 \text{ MPa}$$

$$Sd = 2,91 \text{ m}$$

$$a = \sqrt{\frac{479,0 \cdot 10^3}{\pi \cdot 10^6}} \quad (5.120)$$

$$a = 0,390 \text{ m} \quad (5.121)$$

Correção no valor de a :

$$1,724h = 1,724 \cdot 0,20 = 0,345 \text{ m} \quad (5.122)$$

Como: $b = a$ para $a \geq 1,724h$

$$b = 0,390m \quad (5.123)$$

Cálculo das tensões:

$$\sigma_{Pi} = \frac{0,275 \cdot 479,0 \cdot 10^3}{0,20^2} (1 + 0,20) \left[\log \left(\frac{29,40 \cdot 10^9 \cdot 0,20^3}{160 \cdot 10^6 \cdot 0,390^4} \right) - 0,436 \right] \quad (5.124)$$

$$\sigma_{Pi} = 5,39 \text{ MPa} \quad (5.125)$$

$$\sigma_{Pb} = \frac{0,529 \cdot 479,0 \cdot 10^3 (1 + 0,54 \cdot 0,20)}{0,20^2} \left[\log \left(\frac{29,40 \cdot 10^9 \cdot 0,20^3}{160 \cdot 10^6 \cdot 0,390^4} \right) - 0,71 \right] \quad (5.126)$$

$$\sigma_{Pb} = 7,66 \text{ MPa} \quad (5.127)$$

$$\sigma_{Pc} = -\frac{3 \cdot 479,0 \cdot 10^3}{0,20^2} \left[1 - \left(\frac{0,390}{0,624} \right)^{0,6} \right] \quad (5.128)$$

$$\sigma_{Pc} = -8,81 \text{ MPa} \quad (5.129)$$

5.1.10.3 - MAIORES SOLICITAÇÕES

Comparando os valores das tensões provocadas pelos pneus dos eixos frontal e traseiro, as maiores solicitações no interior, na borda e no canto da placa são, respectivamente:

$$\sigma_{Pi} = 5,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pb} = 7,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pc} = -8,81 \text{ MPa}$$

5.1.10.4 - MÓDULO DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO PLENA

$$W = \frac{1 \cdot 0,20^2}{6} = 6,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (5.130)$$

5.1.10.5 - MOMENTOS DEVIDO À CARGA DE VEÍCULOS

$$M_{Pi} = 5,39 \cdot 10^6 \cdot 6,67 \cdot 10^{-3} = 35,96 \text{ kNm/m} \quad (5.131)$$

$$M_{Pb} = 7,66 \cdot 10^6 \cdot 6,67 \cdot 10^{-3} = 51,05 \text{ kNm/m} \quad (5.132)$$

$$M_{Pc} = -8,81 \cdot 10^6 \cdot 6,67 \cdot 10^{-3} = -58,76 \text{ kNm/m} \quad (5.133)$$

5.1.11 - EFEITO DO GRADIENTE TÉRMICO NA PLACA

$$\Delta T = 0,5 \cdot 20 = 10,0^\circ\text{C} \quad (5.134)$$

$$M_{\Delta T} = \frac{29,40 \cdot 10^9 \cdot 0,20^2 \cdot 10^{-5} \cdot 10,0}{12 \cdot (1 - 0,20)} \quad (5.135)$$

$$M_{\Delta T} = 12,25 \text{ kNm/m} \quad (5.136)$$

5.1.12 - DETERMINAÇÃO DA SEGURANÇA À FISSURAÇÃO

5.1.12.1 - SITUAÇÃO A

- MOMENTO DE SERVIÇO
 - Momento devido à carga dos veículos: 35,96 kNm/m
 - Momento devido ao gradiente térmico: 12,25 kNm/m
 - **Momento de serviço: 48,21 kNm/m**

- MOMENTO DE FISSURAÇÃO

O momento de fissuração é o menor entre os calculados no item 5.1.8, para o caso A.

- $M_{fis} = 48,54 \text{ kNm/m}$

- SEGURANÇA CONTRA FISSURAÇÃO

$$\gamma_{fis} = \frac{48,54 \cdot 10^3}{48,21 \cdot 10^3} = 1,01 \quad (5.137)$$

5.1.12.2 - SITUAÇÃO B

- MOMENTO DE SERVIÇO

- Momento devido à carga dos veículos: 35,96 kNm/m

- **Momento de serviço: 35,96 kNm/m**

- MOMENTO DE FISSURAÇÃO

O momento de fissuração é o menor entre os calculados no item 5.1.8, para o caso B.

- $M_{fis} = 39,96 \text{ kNm/m}$

- SEGURANÇA CONTRA FISSURAÇÃO

$$\gamma_{fis} = \frac{39,96 \cdot 10^3}{35,96 \cdot 10^3} = 1,11 \quad (5.138)$$

5.1.12.3 - COEFICIENTE MÍNIMO DE SEGURANÇA À FISSURAÇÃO

Conforme apresentado no item 3.13.3, γ_{fis} mínimo é 1,0. Portanto, o pavimento está seguro contra fissuração.

5.1.13 - VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME DISTRIBUÍDA

$$q_{adm} = 1,03 \cdot \frac{3,37}{1,4} \cdot \sqrt{20 \cdot 160} \quad (5.139)$$

$$q_{adm} = 140,27 \text{ kN/m}^2 \quad (5.140)$$

Desse modo, a carga máxima admissível no pavimento é superior à carga uniforme distribuída.

5.1.14 - SEGURANÇA CONTRA A FADIGA

$$M_{sd,fad} = 12,25 + 35,96 = 48,21 \text{ kNm/m} \quad (5.141)$$

$$I_c = \frac{1 \cdot 0,20^3}{12} = 6,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (5.142)$$

$$W_{cp} = \frac{6,67 \cdot 10^{-4}}{1,5 \cdot 10^{-2}} = 0,0445 \text{ m}^3 \quad (5.143)$$

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{48,21 \cdot 10^3}{0,0445} = 1,08 \text{ MPa} \quad (5.144)$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \frac{1,08 \cdot 10^6}{29,40 \cdot 10^9} = 3,68 \cdot 10^{-5} \text{ m/m} \quad (5.145)$$

$$\Delta\sigma_p = 202 \cdot 10^9 \cdot 3,68 \cdot 10^{-5} = 7,45 \text{ MPa} \quad (5.146)$$

- VERIFICAÇÃO DA FADIGA

$$1,0 \cdot 7,45 \cdot 10^6 \leq 150 \cdot 10^6 \quad (5.147)$$

$$7,45 \cdot 10^6 \leq 150 \cdot 10^6 \quad (5.148)$$

A variação de tensão no aço é bastante inferior ao valor de $\Delta f_{pd,fad,mín}$, ou seja, a tensão mínima que os cabos precisam resistir, portanto a armadura e o pavimento estão seguros contra a fadiga.

5.1.15 - VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

As fórmulas para o cálculo do momento resistente da seção foram programadas em uma planilha eletrônica, a qual realiza o processo iterativo para determinação de σ_{pd} e x .

Meio da placa – Situação A		
Variável	Valor	Unidade
x	0,0432	m
$\Delta \varepsilon_p$	5,822	‰
ε_{pd}	0,01129	m/m
ε_{pyd}	0,00736	m/m
σ_{pd}	1515,61	MPa
M_{rd}	71,74	kNm/m
$1,4M_p + 1,2\psi_0 \cdot M_{\Delta T}$	59,17	kNm/m

Meio da placa – Situação B		
Variável	Valor	Unidade
x	0,0428	m
$\Delta \varepsilon_p$	5,901	‰
ε_{pd}	0,00953	m/m
ε_{pyd}	0,00736	m/m
σ_{pd}	1502,76	MPa
M_{rd}	71,24	kNm/m
$1,4M_p + 1,2\psi_0 \cdot M_{\Delta T}$	59,17	kNm/m

Ponto de repouso – Situação A		
Variável	Valor	Unidade
x	0,0433	m
$\Delta \varepsilon_p$	5,806	‰
ε_{pd}	0,01164	m/m
ε_{pyd}	0,00736	m/m
σ_{pd}	1518,19	MPa
M_{rd}	71,84	kNm/m
$1,4M_p + 1,2\psi_0 \cdot M_{\Delta T}$	59,17	kNm/m

Ponto de repouso – Situação B		
Variável	Valor	Unidade
x	0,0431	m
$\Delta \varepsilon_p$	5,834	‰
ε_{pd}	0,01101	m/m
ε_{pyd}	0,00736	m/m
σ_{pd}	1513,61	MPa
M_{rd}	71,66	kNm/m
$1,4M_p + 1,2\psi_0 \cdot M_{\Delta T}$	59,17	kNm/m

Tabelas 5.3: Resultados da planilha de cálculo para a verificação no estado-limite último

A partir dos resultados, é possível constatar que a condição expressa em 3.139 é satisfeita nas quatro situações. Portanto, o pavimento apresenta segurança contra ruptura.

5.1.16 - ARMADURA TRANSVERSAL

O dimensionamento da armadura transversal será apresentado por meio das planilhas de cálculo.

DADOS INICIAIS	
DADOS GEOMÉTRICOS	
Espessura do pavimento (h) [m]	0,20
Largura da faixa de concretagem [m]	120,00
Comprimento entre juntas [m]	60,00
Número de cabos na faixa de concretagem	376,0
Diâmetro da bainha [m]	0,030
Cobrimento da armadura em relação a face inferior da placa [m]	0,040
Número de cabos por bainha	2
DADOS DA CARGA	
Carga uniforme distribuída [kN/m ²]	47,9
Carga no eixo duplo mais carregado [kN]	1043,00
Distância de centro a centro entre os pneus do eixo duplo [m]	0,57
Carga no eixo simples mais carregado [kN]	958,00
Largura do eixo simples [m]	2,91
Pressão de enchimento dos pneus [MPa]	1,0
DADOS RELATIVOS AO CONCRETO	
Peso específico (γ) [kN/m ³]	25
Resistência característica à compressão (f_{ck}) [MPa]	35
Coefficiente de Poisson (ν) [adm.]	0,20
Coefficiente de retração final ($\epsilon_{cs,\infty}$) [adm.]	0,00024
Coefficiente de fluência (φ) [adm.]	1,7
Tipo de agregado: Digite: 1 para granito ou gnaiss; 1,2 para basalto ou diabásio	1
Tipo de cimento: Digite: 0,38 para CIII ou IV; 0,25 para CPI ou II; 0,20 para CPV-ARI	0,25
Dias entre a concretagem e a protensão (j) [núm.]	1
DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO	
Área da seção de uma barra [mm ²]	100,9
Limite de escoamento (f_{pyk}) [MPa]	1710
Resistência à tração (f_{ptk}) [MPa]	1900
Módulo de elasticidade (E_p) [GPa]	202
Coefficiente de atrito entre cabo e bainha (μ) [adm.]	0,20
Soma dos ângulos de desvio de projeto [rad]	0,0000
Coefficiente de perdas provocadas por curvaturas não intencionais (K) [1/m]	0,0020
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	1,90
Seção do meio da placa	2,50
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	2,50
Seção do ponto de repouso	2,50
DADOS RELATIVOS À SUB-BASE	
Coefficiente de atrito entre a sub-base e o pavimento (μ) [adm.]	0,6
Coefficiente de recalque da sub-base (K) [MPa/m]	160
DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA	
Variação de temperatura ao longo da espessura [°C/m]	50
Coefficiente de dilatação térmica do concreto (α) [°C ⁻¹]	0,00001
SEGURANÇA CONTRA ESCOAMENTO E RUPTURA	
Relação entre σ_{pi}/f_{pyk}	0,82
Relação entre σ_{pi}/f_{ptk}	0,74
DADOS RELATIVOS A ANCORAGEM	
Retorno do cabo por acomodação da ancoragem (δ) [m]	0,006
SEGURANÇA CONTRA FADIGA	
Coef. de ponderação das ações (γ_f) [adm]	1,0
Resistência mínima à fadiga ($\Delta f_{pd,fad,min}$) [MPa]	150
TIPO DE PROTENSÃO	
Digite: 1 para aderente ou 2 para não aderente	1

Tabelas 5.4: Dados iniciais para o dimensionamento

CÁLCULOS INICIAIS

PROTENSÃO INICIAL	
Tensão inicial de protensão (σ_{pi}) [MPa]	1402,2
Área de aço por metro de largura [m^2/m]	0,000316
Força inicial de protensão na extremidade [kN/m]	443,31

PONTO DE REPOUSO E PROPRIEDADES DA SEÇÃO	
Posição do ponto de repouso (x_r) [m]	21,10
Força de tração em x_r [kN/m]	425,15
Perda de prot. nas extremidades do pav. devido a acomodação das ancoragens [kN/m]	36,32
Alongamento dos cabos (Δl) [m]	0,202

PROPRIEDADES DO CONCRETO	
Resistência média à tração ($f_{ct,m}$) [MPa]	3,21
Resistência à tração do concreto na flexão ($f_{ct,f}$) [MPa]	3,37
Módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) [GPa]	33,13
Módulo de elas. secante (E_{cs}) [GPa]	29,40
(χ_c) [adm.]	1,85

PROPRIEDADES DO PAVIMENTO	
Relação entre E_p e E_{cs} (α_p) [adm.]	6,87
Taxa geométrica da armadura de protensão (ρ_p) [adm.]	0,00158
(η) [adm.]	1,61
δ [adm.]	0,725

PROPRIEDADES DA SEÇÃO	
Área da seção de concreto (A_c) [m^2]	0,20
Momento de inércia da seção de concreto (I_c) [m^4]	0,000667
Número de grupos de cabos por metro (n)	1,57
Espessura útil (d_p) [m]	0,145
Excentricidade do cabo em relação ao baricentro da seção do concreto (e_p) [m]	0,0450

Tabelas 5.5: Cálculos iniciais

PERDAS DE PROTENSÃO

MEIO DA PLACA

PONTO DE REPOUSO

PROPRIEDADES DO AÇO	
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	1,90
Coef. de relaxação do aço $\Psi(t_{\infty}, t_0)$ [%]	4,75
Coef. de fluência do aço $\chi(t, t_0)$ [adm]	0,0487
(χ_p) [adm.]	1,0487

PROPRIEDADES DO AÇO	
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	2,50
Coef. de relaxação do aço $\Psi(t_{\infty}, t_0)$ [%]	6,25
Coef. de fluência do aço $\chi(t, t_0)$ [adm]	0,0645
(χ_p) [adm.]	1,0645

PERDAS IMEDIATAS	
Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha (ΔP_{atr}) [kN/m]	25,82
Força de protensão ancorada (P_a) [kN/m]	417,49
Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,36
Perdas por encurtamento elástico do concreto (ΔP_{ela}) [kN/m]	1,32

PERDAS IMEDIATAS	
Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha (ΔP_{atr}) [kN/m]	18,32
Força de protensão ancorada (P_a) [kN/m]	424,99
Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,42
Perdas por encurtamento elástico do concreto (ΔP_{ela}) [kN/m]	1,34

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS IMEDIATAS	
Força de prot. no instante t_0 (P_0) [kN/m]	416,18
Tensão no aço no instante t_0 (σ_{p0}) [MPa]	1316,37
Tensão no concreto em t_0 ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,35

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS IMEDIATAS	
Força de prot. no instante t_0 (P_0) [kN/m]	423,65
Tensão no aço no instante t_0 (σ_{p0}) [MPa]	1340,01
Tensão no concreto em t_0 ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,41

PROTENSÃO ADERENTE

PERDAS PROGRESSIVAS	
Perda de tensão no aço $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ [MPa]	-140,25
Perda na força de prot. $\Delta P(t, t_0)$ [kN/m]	-44,34

PERDAS PROGRESSIVAS	
Perda de tensão no aço $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ [MPa]	-159,30
Perda na força de prot. $\Delta P(t, t_0)$ [kN/m]	-50,36

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS PROGRESSIVAS	
Força de protensão em t_{∞} (P_{∞}) [kN/m]	371,83

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS PROGRESSIVAS	
Força de protensão em t_{∞} (P_{∞}) [kN/m]	373,28

Tabelas 5.6: Perdas de protensão

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO

PROPRIEDADES DO CONCRETO	
Resistência característica à compressão do concreto na idade j (f_{ckj}) [MPa]	11,97
Resistência média à tração do concreto na idade j (f_{ctm}) [MPa]	1,57

MEIO DA PLACA

PONTO DE REPOUSO

TENSÃO NOS EXTREMOS DA SEÇÃO	
Tensão no limite superior (σ_{cp1}) [MPa]	-1,61
Tensão no limite inferior (σ_{cp2}) [MPa]	0,24

TENSÃO NOS EXTREMOS DA SEÇÃO	
Tensão no limite superior (σ_{cp1}) [MPa]	-1,64
Tensão no limite inferior (σ_{cp2}) [MPa]	0,24

VERIFICAÇÃO	
$ \sigma_{cp1} < 0,7 \cdot f_{ckj}$	CONCRETO OK!
$ \sigma_{cp2} < 1,2 \cdot f_{ctm}$	

VERIFICAÇÃO	
$ \sigma_{cp1} < 0,7 \cdot f_{ckj}$	CONCRETO OK!
$ \sigma_{cp2} < 1,2 \cdot f_{ctm}$	

Tabelas 5.7: Verificação do concreto no ato da protensão

ATRITO COM A SUB-BASE

MEIO DA PLACA

PONTO DE REPOUSO

CÁLCULO DA FORÇA DE ATRITO	
Força de atrito (F_a) [kN/m]	90,00

CÁLCULO DA FORÇA DE ATRITO	
Força de atrito (F_a) [kN/m]	63,30

Tabelas 5.8: Atrito com a sub-base

COMBINAÇÕES PARA O CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO

SEÇÃO DO MEIO DA PLACA

SEÇÃO DO PONTO DE REPOUSO

SITUAÇÃO A	
Protensão inicial [kN/m]	443,31
Perdas imediatas [kN/m]	-27,13
Perdas diferidas [kN/m]	-44,34
TOTAL [kN/m]	371,83

SITUAÇÃO A	
Protensão inicial [kN/m]	443,31
Perdas imediatas [kN/m]	-19,66
Perdas diferidas [kN/m]	-50,36
TOTAL [kN/m]	373,28

SITUAÇÃO B	
Protensão inicial [kN/m]	443,31
Perdas imediatas [kN/m]	-27,13
Perdas diferidas [kN/m]	-44,34
Atrito com a sub-base [kN/m]	-90,00
TOTAL [kN/m]	281,83

SITUAÇÃO B	
Protensão inicial [kN/m]	443,31
Perdas imediatas [kN/m]	-19,66
Perdas diferidas [kN/m]	-50,36
Atrito com a sub-base [kN/m]	-63,30
TOTAL [kN/m]	309,98

VALORES POSSÍVEIS PARA P_{∞} [kNm/m]				
	371,83	281,83	373,28	309,98

Tabelas 5.9: Combinações de cálculo

PROTENSÃO ADERENTE

MOMENTO DE FISSURAÇÃO DO PAVIMENTO

Seção	Situação	P_{∞} [kN/m]	ξ_r	k_{IA}	x_r	χ_r	E_1 (GPa)	M_r [kN.m]
Meio da placa	A	371,83	0,6803	1,4868	0,1361	0,00179	43,72	52,25
	B	281,83	0,6506	1,4067	0,1301	0,00164	41,36	45,24
Ponto de repouso	A	373,28	0,6808	1,4881	0,1362	0,00180	43,75	52,37
	B	309,98	0,6605	1,4334	0,1321	0,00169	42,15	47,44

RAIO DE RIGIDEZ DO PAVIMENTO

Seção	Situação	l [m]
Meio da placa	A	0,660
	B	0,651
Ponto de repouso	A	0,660
	B	0,654
Média		0,656

Tabelas 5.10: Momento de fissuração e raio de rigidez do pavimento

EFEITO DA CARGA DOS VEÍCULOS

EIXO DUPLO

EIXO SIMPLES

CÍRCULO EQUIVALENTE	
Número de pneus relevantes [nº]	2
Raio do círculo equivalente (a) [m]	0,446
Correção raio do círculo equi. (b) [m]	0,446

CÍRCULO EQUIVALENTE	
Número de pneus relevantes [nº]	1
Raio do círculo equivalente (a) [m]	0,390
Correção raio do círculo equi. (b) [m]	0,390

CÁLCULO DAS TENSÕES	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	4,88
Tensão na borda da placa (σ_{pb}) [MPa]	6,57
Tensão no canto da placa (σ_{pc}) [MPa]	-8,09

CÁLCULO DAS TENSÕES	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	5,39
Tensão na borda da placa (σ_{pb}) [MPa]	7,66
Tensão no canto da placa (σ_{pc}) [MPa]	-9,62

MOMENTOS DEVIDO À CARGA DOS VEÍCULOS

MAIORES SOLICITAÇÕES	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	5,39
Tensão na borda da placa (σ_{pb}) [MPa]	7,66
Tensão no canto da placa (σ_{pc}) [MPa]	-9,62

MOMENTOS	
Momento no interior da placa (M_{pi}) [kNm/m]	35,96
Momento na borda da placa (M_{pb}) [kNm/m]	51,05
Momento no canto da placa (M_{pc}) [kNm/m]	-64,11

MÓDULO DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO PLENA	
W [m³]	0,0067

Tabelas 5.11: Carregamento dos veículos

EFEITO DO GRADIENTE TÉRMICO NA PLACA

MOMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO	
$M_{\Delta T}$ [kNm/m]	12,25

Tabelas 5.12: Efeito do gradiente térmico

DETERMINAÇÃO DA SEGURANÇA À FISSURAÇÃO

SITUAÇÃO A

MOMENTOS SOLICITANTES	
Momento devido à carga dos veículos (M_{pi}) [kNm/m]	35,96
Momento devido ao gradiente térmico ($M_{\Delta T}$) [kNm/m]	12,25
Momento solicitante total [kNm/m]	48,21

MOMENTOS DE FISSURAÇÃO	
(M_r) [kNm/m]	52,25

SEGURANÇA CONTRA FISSURAÇÃO	
Coeficiente de segurança contra fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,08
γ_{fis} mínimo	1,0

COEFICIENTE DE SEGURANÇA ACIMA DO MÍNIMO!

SITUAÇÃO B

MOMENTOS SOLICITANTES	
Momento devido à carga dos veículos (M_{pi}) [kNm/m]	35,96
Momento solicitante total [kNm/m]	35,96

MOMENTOS DE FISSURAÇÃO	
(M_r) [kNm/m]	45,24

SEGURANÇA CONTRA FISSURAÇÃO	
Coeficiente de segurança contra fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,26
γ_{fis} mínimo	1,0

COEFICIENTE DE SEGURANÇA ACIMA DO MÍNIMO!

VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME DISTRIBUÍDA

CARGA UNIFORME	
Carga uniforme admissível (q_{adm}) [kN/m ²]	140,27
Carga uniforme distribuída [kN/m ²]	47,9

CARGA UNIFORME ACEITÁVEL!

Tabelas 5.13: Segurança à fissuração e verificação da carga uniforme

SEGURANÇA CONTRA A FADIGA

SOLICITAÇÕES PARA FADIGA	
Momento solicitante de fadiga ($M_{sd,fad}$) [kNm/m]	48,21
Variação da tensão no concreto ($\Delta\sigma_{cp}$) [MPa]	3,25
Deformação cíclica ($\Delta\varepsilon_{cp}$) [m/m]	0,000111
Variação da tensão no aço ($\Delta\sigma_p$) [MPa]	22,36

VERIFICAÇÃO	
$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_p$ [MPa]	22,36
$\Delta f_{pd,fad,min}$ [MPa]	150,00
$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_p \leq \Delta f_{pd,fad,min}$	SEGURO CONTRA FADIGA!

Tabelas 5.14: Segurança contra fadiga

VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO			
MEIO DA PLACA - SITUAÇÃO A		MEIO DA PLACA - SITUAÇÃO B	
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA			
Variação da posição da linha neutra (x): de 0 à dp	dp [m]	x [m]	
	0,145	0,0293	
DEFORMAÇÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
Acréscimo de deformação no aço ($\Delta\epsilon_p$) [‰]			13,810
P_∞ [kNm/m]			371,83
Deformação total no aço (ϵ_{pd}) [m/m]			0,01963
Deformação de cálculo durante escoamento (ϵ_{pyd}) [m/m]			0,00736
TENSÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
σ_{pd} [MPa]			1576,51
VERIFICAÇÃO DOS VALORES DE σ_{pd} e x			
$ \sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} \leq 0,001$			0,0013
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			
M_{rd} [kNm/m]			66,43
VERIFICAÇÃO			
$1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T}$ [kNm/m]			59,17
$M_{rd} \geq (1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T})$			SEGURO CONTRA RUPTURA!
PONTO DE REPOUSO - SITUAÇÃO A		PONTO DE REPOUSO - SITUAÇÃO B	
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA			
Variação da posição da linha neutra (x): de 0 à dp	dp [m]	x [m]	
	0,145	0,0293	
DEFORMAÇÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
Acréscimo de deformação no aço ($\Delta\epsilon_p$) [‰]			13,808
P_∞ [kNm/m]			373,28
Deformação total no aço (ϵ_{pd}) [m/m]			0,01965
Deformação de cálculo durante escoamento (ϵ_{pyd}) [m/m]			0,00736
TENSÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
σ_{pd} [MPa]			1576,66
VERIFICAÇÃO DOS VALORES DE σ_{pd} e x			
$ \sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} \leq 0,001$			0,0013
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			
M_{rd} [kNm/m]			66,43
VERIFICAÇÃO			
$1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T}$ [kNm/m]			59,17
$M_{rd} \geq (1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T})$			SEGURO CONTRA RUPTURA!
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA			
Variação da posição da linha neutra (x): de 0 à dp	dp [m]	x [m]	
	0,145	0,0293	
DEFORMAÇÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
Acréscimo de deformação no aço ($\Delta\epsilon_p$) [‰]			13,882
P_∞ [kNm/m]			309,98
Deformação total no aço (ϵ_{pd}) [m/m]			0,01874
Deformação de cálculo durante escoamento (ϵ_{pyd}) [m/m]			0,00736
TENSÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
σ_{pd} [MPa]			1569,97
VERIFICAÇÃO DOS VALORES DE σ_{pd} e x			
$ \sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} \leq 0,001$			0,0013
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			
M_{rd} [kNm/m]			66,17
VERIFICAÇÃO			
$1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T}$ [kNm/m]			59,17
$M_{rd} \geq (1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T})$			SEGURO CONTRA RUPTURA!

Tabelas 5.15: Verificação no estado-limite último

5.2 - ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Para que o pavimento apresente segurança contra fissuração, o coeficiente γ_{fis} deve ser igual ou maior que 1,0, conforme foi descrito no item 3.13.3. Dessa forma, o momento de fissuração deve ser igual ou superior ao momento de serviço. A seguir serão testadas variáveis de projeto para avaliar a influência de cada uma sobre os dois momentos, ou seja, sobre o desempenho do pavimento de concreto protendido.

Como referência foi escolhida a Situação A, no meio da placa, do projeto de pavimento para o Tecon. Cada gráfico estuda a influência de apenas uma variável, de forma que todas as demais estão de acordo com o dimensionamento apresentado em 5.1.

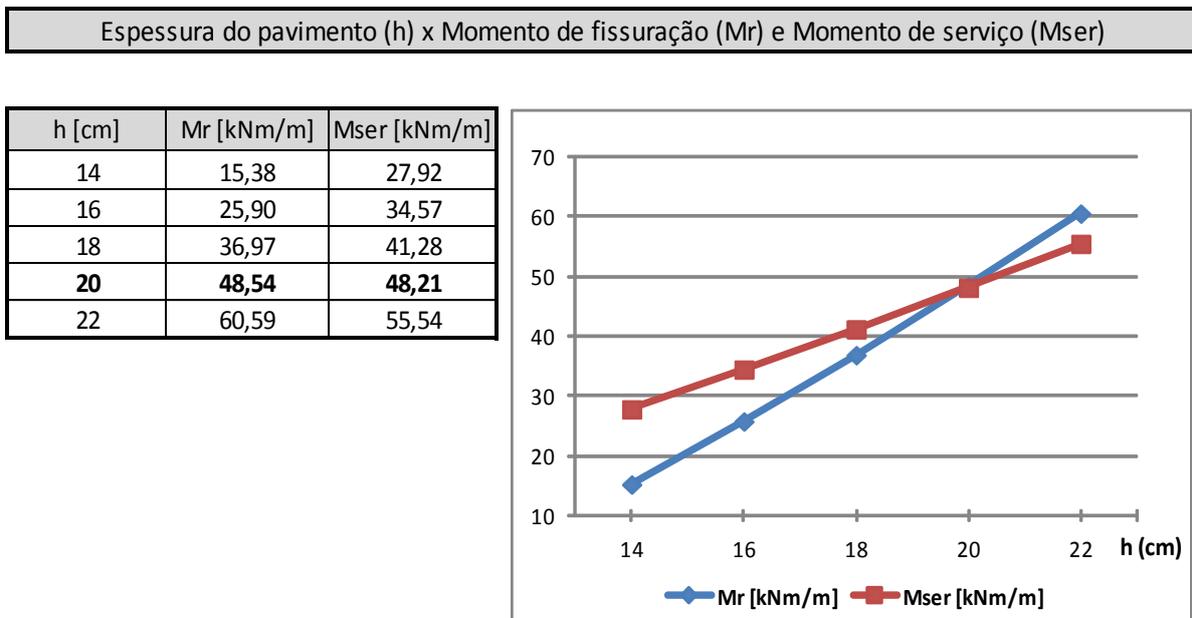


Figura 5.6: Influência da espessura do pavimento

A espessura do pavimento exerce influência sobre os momentos de fissuração e de serviço, como podemos observar na figura 5.6.

Com o aumento da espessura, ocorre um acréscimo na rigidez do pavimento que ocasiona a ampliação dos momentos devido à carga dos veículos e devido ao gradiente térmico, por isso temos um relevante acréscimo no momento de serviço, porém o momento de fissuração tem ganhos maiores para um mesmo acréscimo na espessura.

Resistência à compressão do concreto (f_{ck}) x Momento de fissuração (Mr) e Momento de serviço (Mser)

f_{ck} [MPa]	Mr [kNm/m]	Mser [kNm/m]
30	46,28	46,10
35	48,54	48,21
40	50,69	50,17
45	52,74	52,00
50	54,71	53,74

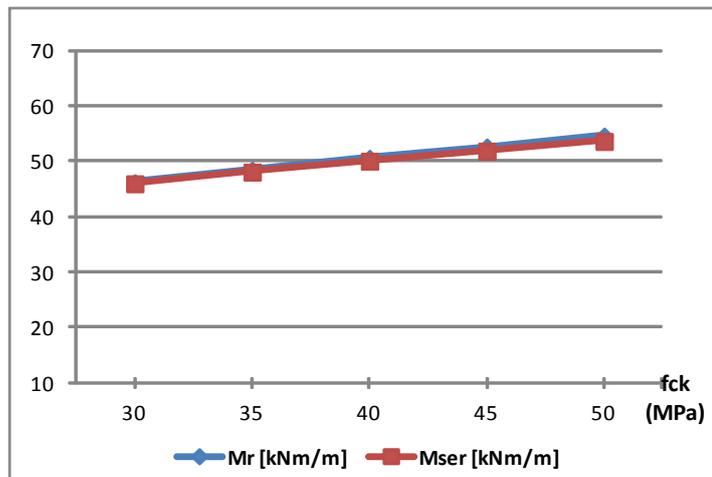


Figura 5.7: Influência do f_{ck}

Com a ampliação da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), temos um incremento no momento de fissuração da placa, porém o momento de serviço cresce quase na mesma proporção. Portanto alterar o f_{ck} é uma medida pouco útil para melhorar a capacidade de carga do pavimento, no entanto a durabilidade do pavimento em ambiente litorâneo exige que o f_{ck} não seja muito pequeno.

Taxa de armadura de protensão (A_p/m) x Momento de fissuração (Mr) e Momento de serviço (Mser)

A_p/m [cm ² /m]	Mr [kNm/m]	Mser [kNm/m]
3,03	38,95	48,21
4,04	44,31	48,21
4,84	48,54	48,21
6,00	54,55	48,21
7,01	59,71	48,21

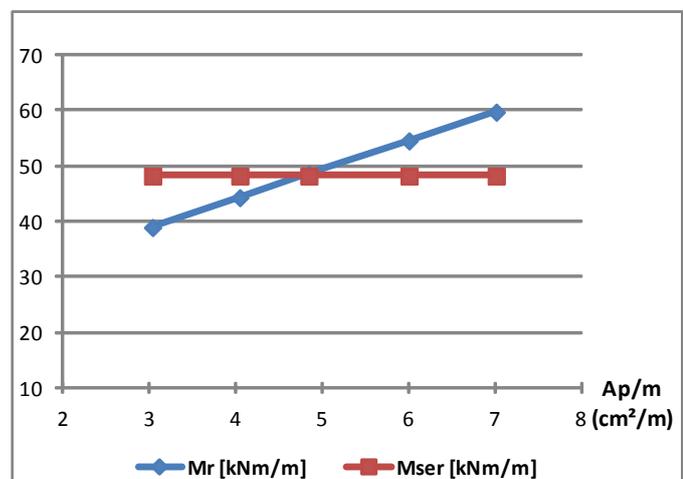


Figura 5.8: Influência da taxa de armadura

A taxa de armadura exerce uma grande influência sobre o momento de fissuração, sendo um modo eficiente de ampliar a capacidade de carga do pavimento.

Coeficiente de recalque da sub-base (k) x Momento de fissuração (Mr) e Momento de serviço (Mser)

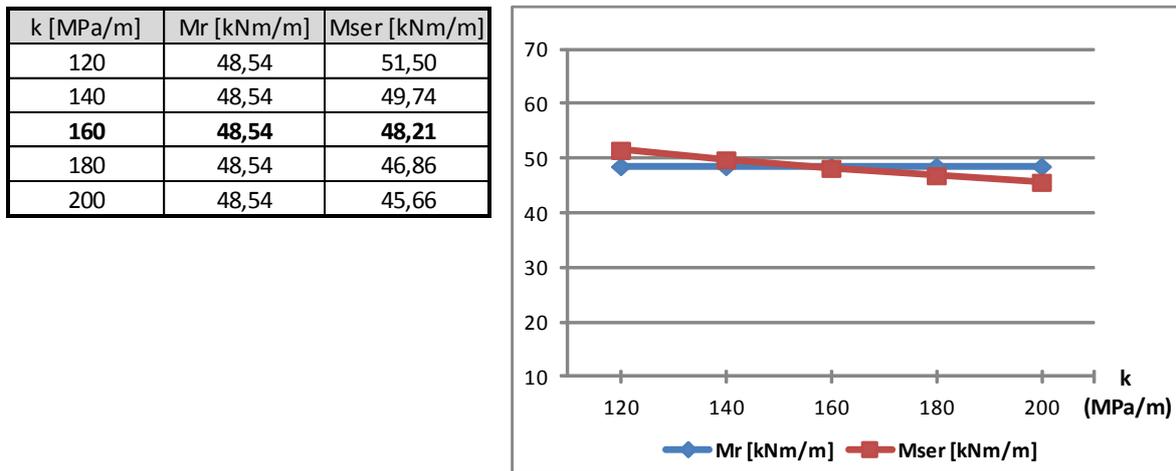


Figura 5.9: Influência do coeficiente de recalque da sub-base

O coeficiente de recalque da sub-base não exerce influência direta sobre o momento de fissuração, mas diminui o momento que os veículos provocam no pavimento, ao aumentar a capacidade de reação do conjunto sub-base e subleito, dessa forma diminui o momento de serviço do pavimento.

Carga na roda mais carregada (Pd) x Momento devido aos veículos (M_{pi})

Pd [kN]	Pd [tf]	M _{pi} [kNm/m]
50	5	9,36
100	10	15,65
200	20	24,19
300	30	29,69
400	40	33,47
479	47,9	35,96

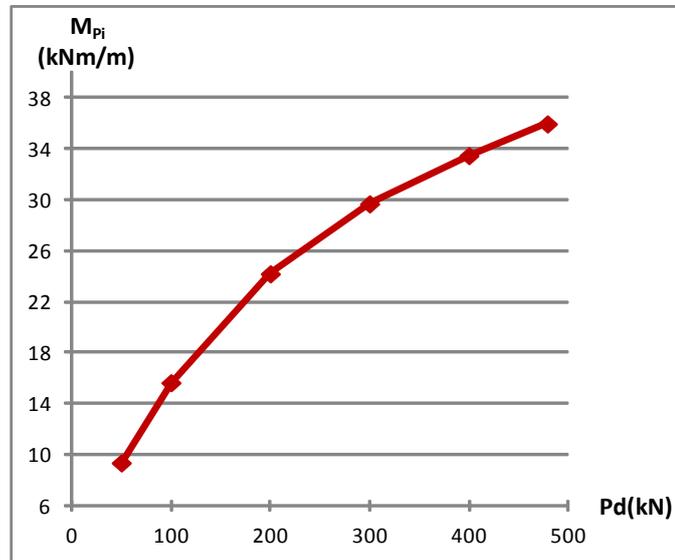


Figura 5.10: Relação entre a carga por roda e o momento no interior do pavimento devido aos veículos

As equações de Westergaard foram programadas nas planilhas eletrônicas deste trabalho, o que torna fácil avaliar o momento provocado no pavimento por diferentes veículos. O Stacker SWV 4531 TB6 pode atingir uma carga de 479 kN em cada pneu do eixo traseiro, conforme KONECRANES (2012), o que acarreta um momento de 35,96 kNm/m, valor que é bastante alto. De acordo com BALBO (2013), as cargas máximas de empilhadeiras utilizadas em pavilhões industriais e comerciais ficam na faixa de 25 a 50 kN por roda.

6 - CONCLUSÕES

Nesta dissertação foi desenvolvido um modelo para dimensionar pavimentos em concreto protendido, sendo que as equações apresentadas estão de acordo com a última versão da NBR 6118. Foram elaboradas planilhas de cálculo que permitem analisar os resultados de cada etapa com agilidade, servindo como ferramenta de auxílio para o dimensionamento. Além disso, foi realizado um exemplo completo de dimensionamento de pavimento para o Tecon de Rio Grande, demonstrando que o uso da protensão em pavimentos portuários é viável.

O modelo de cálculo e suas planilhas foram verificados por meio do projeto de pavimento para aeroporto apresentado em VASCONCELOS (1979). A verificação demonstrou que o modelo é eficiente, pois apresenta resultados próximos nas diferentes etapas de cálculo. As diferenças ocorreram por VASCONCELOS (1979), ter usado o método de Pickett e Ray para determinar o momento devido aos veículos, enquanto, nessa dissertação utilizou-se o método de Westergaard por possibilitar a programação. No entanto, se forem utilizadas as cargas e momentos de VASCONCELOS (1979), o modelo de cálculo demonstra que existe segurança contra a fissuração.

A verificação do modelo de cálculo com o auxílio do projeto da *Fernandes Engenharia* também demonstrou que o modelo é eficiente, pois no cálculo de segurança à fissuração encontrou-se uma margem de segurança muito próxima da utilizada pela empresa.

O dimensionamento de pavimento para o Tecon de Rio Grande obteve resultados semelhantes aos do projeto para aeroporto apresentado em VASCONCELOS (1979). Isso ocorreu porque a carga por roda do Stacker é próxima à carga do avião utilizado para o aeroporto.

A perda de protensão devido ao atrito com a sub-base é função do peso próprio do pavimento e do coeficiente de atrito, de modo que a força de protensão não interfere nessa perda. Portanto, quanto menor for a força de protensão adotada, maior será a perda percentual devido ao atrito com a sub-base.

No dimensionamento de concreto protendido, a excentricidade da armadura ativa em relação ao centro geométrico da seção é um fator importante, pois melhora o desempenho da protensão. Desse modo, os cabos que ficarem por baixo terão uma

vantagem, especialmente para a protensão com aderência, onde as bainhas possuem um diâmetro de pelo menos três centímetros. Assim, é importante efetuar o projeto levando em conta que tanto a armadura longitudinal quanto a transversal pode ficar embaixo e adotar a solução mais vantajosa do ponto de vista econômico; pois a protensão em ambos os sentidos é baseada nos mesmos fatores de dimensionamento, como: carga por roda, efeito do gradiente térmico, atrito com a sub-base e perdas imediatas e progressivas.

Os métodos mais eficientes para ampliar a capacidade de carga do pavimento são: aumentar a espessura da placa e a taxa de armadura, os quais trazem grandes ganhos. Já aumentar o f_{ck} ou o coeficiente de recalque do solo apresenta resultados menos expressivos.

A maioria das etapas da execução do pavimento em concreto protendido é igual para o concreto armado, como: reforço do subleito, execução da sub-base, preparação das formas laterais, concretagem e acabamento. A principal diferença é que para o concreto armado é preciso colocar as malhas de aço, já para o protendido essa etapa corresponde à colocação das cordoalhas e a protensão, sendo que se a protensão for aderente também existe a fase da injeção de nata.

O pavimento atual do Tecon de Rio Grande é formado por blocos intertravados de concreto de alta resistência, com uma sub-base de concreto compactado a rolo (CCR), a qual possui espessura de quarenta centímetros. Dessa forma, é provável que a proposta desse projeto de um pavimento protendido na espessura de vinte centímetros e sub-base de CCR de dez centímetros seja competitiva financeiramente. Além de trazer vantagens como controle da fissuração e fechamento das juntas de construção, o que evita a percolação de água e perda de partículas finas da sub-base e do subleito, aumentando a vida útil do pavimento.

6.1 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Estudo de outros métodos para cálculo do momento devido aos veículos, como os métodos de Meyerhof, Lösberg e Rodrigues e Pitta para comparar os resultados;
- Cálculo dos esforços no pavimento utilizando o Método dos Elementos Finitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAGARSAMY, Supriya; CHAVEZ, Cesar M.; FOWLER, David W.; MCCULLOUGH, Frank. **Application of PSCP 3.0 Program to Predict Stresses in Prestressed Concrete Pavements**. Austin, University of Texas at Austin, 2004.

ALMEIDA FILHO, Fernando M.. **Estruturas de Pisos de Edifícios com a Utilização de Cordoalhas Engraxadas**. São Carlos, USP, 2002. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas.

ARCELORMITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. 2010. 8 p. Catálogo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais – Procedimento: NBR-9782**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento: NBR-6118 (versão corrigida)**. Rio de Janeiro, 2014.

BALBO, José T.. **Pavimentos de Concreto**. São Paulo, Oficina de textos, 2009.

BRAGA, Flávio H.; ROCHA, Dinésio P.; SÁ, Rodrigo R.. **Pisos Industriais de Concreto**. Informativo técnico da Realmix. Aparecida de Goiânia, 2009.

CÉSAR JÚNIOR, Kléos L.; VERÍSSIMO, Gustavo de S.. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. Notas de Aula. Universidade Federal de Viçosa, 1998.

CHAVEZ, Cesar M.; FOWLER, David W.; MCCULLOUGH, Frank. **Design of a Post-Tensioned Prestressed Concrete Pavement, Construction Guidelines, and Monitoring Plan**. Austin, University of Texas at Austin, 2003.

FIGUEIREDO, Antônio D.; TANESI, Jussara; NINCE, Andréia A.. **Concreto com fibras de polipropileno (CFP)**. *Téchne*, São Paulo, ed. 66, set. 2002.

GOMES JÚNIOR, Humberto A.. **Vigas Protendidas**: Estudo da Norma e Modelagem com Auxílio de Programa de Análise Comercial. Rio de Janeiro, UFRJ, 2009. Monografia de Graduação em Engenharia Civil.

HANAI, João B.. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2005.

HIBBELER, Russell C.. **Resistência dos Materiais**. 7 ed. São Paulo: Pearson, 2010.

KONECRANES LIFTTRUCKS. **Reach Stackers with Each**: 10 – 80 tons. Markaryd, 2012. 24 p.

LANNES, Caroline V.. **Dimensionamento de Uma Concessionária de Veículos em Concreto Protendido**. Campos dos Goytacazes, UENF, 2005. Monografia de Graduação em Engenharia Civil.

MERRITT, David K.; MCCULLOUGH, Frank; BURNS, Ned H.; SHINDLER, Anton K.. **Feasibility of Precast Prestressed Concrete Panels for Expediting PCC Pavement Construction**. Austin, University of Texas at Austin, 2001.

ODOM, Eugene C.; CARLTON, Paul F.. **Prestressed Concrete Pavements**: Design and Construction Procedures for Civil Airports. 2 v. Washington, U.S. Department of Transportation, 1974.

OLIVEIRA, Patrícia L.. **Projeto Estrutural de Pavimentos Rodoviários e de Pisos Industriais de Concreto**. São Carlos, USP, 2000. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas.

PALIGA, Charlei M.. **Estudo da Solução Laje de Concreto Armado sobre Base Elástica para Pavimentos Portuários através do Método dos Elementos Finitos**. Rio Grande, FURG, 2003.

Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica.

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido**: Processos Construtivos, Perdas de Protensão, Sistemas Estruturais. 2 v. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983.

PROTENDE SISTEMAS E MÉTODOS. **Catálogo 2013**. 4 ed. Osasco, 2013. 16 p.

REAL, Mauro de V.. **Perdas de Protensão**. Notas de aula. Furg, Rio Grande, 2012.

RODRIGUES, Públio P.. **Pavimentos Industriais de Concreto Armado**: Projeto e Critérios Executivos. São Paulo, IBTS, 2006.

RODRIGUES, Públio P.; PITTA, Márcio R.. **Dimensionamento de Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados**. Revista Ibracon, nº 19, 1997.

SCHMID, Manfred T.. **Pavimentos Rígidos em Concreto Protendido**. 2.ed. Curitiba, Rudloff, 2005.

SENEFONTE, Kleber B.. **Diretrizes de Projeto, Execução e Controle de Pisos Industriais de Concreto Protendido**. São Paulo, USP, 2007. Monografia de MBA.

SILVA, Fernando B.. **Piso de Concreto Protendido**: Processo de Construção de Piso de Concreto Protendido. *Téchne*, São Paulo, ed. 176, nov. 2011.

SOUZA, Karen N.. **Estudo Experimental e Probabilístico da Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado Situadas em Ambiente Marítimo**: Influência do Grau de Saturação do Concreto sobre a Difusividade de Cloretos. Rio Grande, FURG, 2005. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica.

SOUZA, Márcio A.. **Estudo de Viabilidade Técnica e Econômica do Uso de Solos Arenosos Finos Lateríticos como Base de Pavimentos Econômicos**. Rio Grande, FURG, 2005. Monografia de Graduação em Engenharia Civil.

TAMAKI, Luciana. **Reforço de fibra**: Fibras evitam fissuração e aumentam a resistência à tração dos pisos e pavimentos de concreto. *Téchne*, São Paulo, ed. 170, mai. 2011.

UNITED FACILITIES CRITERIA. **UFC 4-152-01 with Change 1, Design: Piers and Wharves**. Washington D.C., 2012.

VASCONCELOS, Augusto. C.. **Documentário sobre Pavimentos de Concreto Protendido para Aeroportos e Rodovias**. Ibracon, São Paulo, 1979.

VENTURINI, Jamila. **Logística Planejada**: Concretagem de Piso de Concreto Protendido de 7.488 m² sem Juntas Dura 14 Horas e Mobiliza Equipe de 50 Funcionários em Cabreúva (SP). *Téchne*, São Paulo, ed. 186, jun. 2012.

XEREZ NETO, Jary de. **Pavimentos Usuais de Concreto para Cargas Simples**. São Paulo: Pini, 2003.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

PACKARD, Robert. G.. **Design of Concrete Airport Pavement**. Skokie, PCA, 1973.

PACKARD, Robert. G.. **Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements**. Skokie, PCA, 1984.

TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S.. **Theory of Plates and Shells**. 2.ed. New York, McGraw-Hill, 1959.

ANEXO A - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL PARA O TECON POR MEIO DAS PLANILHAS DE CÁLCULO

DADOS INICIAIS			
DADOS GEOMÉTRICOS		DADOS DA CARGA	
Espessura do pavimento (h) [m]	0,20	Carga uniforme distribuída [kN/m ²]	47,9
Largura da faixa de concretagem [m]	20,00	Carga no eixo duplo mais carregado [kN]	1043,00
Comprimento entre juntas [m]	120,00	Distância de centro a centro entre os pneus do eixo duplo [m]	0,57
Número de cabos na faixa de concretagem	96	Carga no eixo simples mais carregado [kN]	958,00
Diâmetro da bainha [m]	0,030	Largura do eixo simples [m]	2,91
Cobrimento da armadura em relação a face inferior da placa [m]	0,070	Pressão de enchimento dos pneus [MPa]	1,0
Número de cabos por bainha	2		
DADOS RELATIVOS AO CONCRETO		DADOS RELATIVOS AO AÇO DE PROTENSÃO	
Peso específico (γ) [kN/m ³]	25	Área da seção de uma barra [mm ²]	100,9
Resistência característica à compressão (f_{ck}) [MPa]	35	Limite de escoamento (f_{pyk}) [MPa]	1710
Coeficiente de Poisson (ν) [adm.]	0,20	Resistência à tração (f_{ptk}) [MPa]	1900
Coeficiente de retração final ($\epsilon_{cs,\infty}$) [adm.]	0,00023	Módulo de elasticidade (E_p) [GPa]	202
Coeficiente de fluência (φ) [adm.]	1,7	Coeficiente de atrito entre cabo e bainha (μ) [adm.]	0,20
Tipo de agregado: Digite: 1 para granito ou gnaiss; 1,2 para basalto ou diabásio	1	Soma dos ângulos de desvio de projeto [rad]	0,0000
Tipo de cimento: Digite: 0,38 para CIII ou IV; 0,25 para CPI ou II; 0,20 para CPV-ARI	0,25	Coeficiente de perdas provocadas por curvaturas não intencionais (K) [1/m]	0,0020
Dias entre a concretagem e a protensão (j) [núm.]	1	Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	1,90
		Seção do meio da placa	
		Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	2,50
		Seção do ponto de repouso	
DADOS RELATIVOS À SUB-BASE		DADOS FÍSICOS DE NATUREZA TÉRMICA	
Coeficiente de atrito entre a sub-base e o pavimento (μ) [adm.]	0,6	Variação de temperatura ao longo da espessura [°C/m]	50
Coeficiente de recalque da sub-base (K) [MPa/m]	160	Coeficiente de dilatação térmica do concreto (α) [°C ⁻¹]	0,00001
SEGURANÇA CONTRA ESCOAMENTO E RUPTURA		DADOS RELATIVOS A ANCORAGEM	
Relação entre σ_{pi}/f_{pyk}	0,82	Retorno do cabo por acomodação da ancoragem (δ) [m]	0,006
Relação entre σ_{pi}/f_{ptk}	0,74		
SEGURANÇA CONTRA FADIGA		TIPO DE PROTENSÃO	
Coef. de ponderação das ações (γ_f) [adm]	1,0	Digite: 1 para aderente ou 2 para não aderente	1
Resistência mínima à fadiga ($\Delta f_{pd,fad,min}$) [MPa]	150		

Tabelas A.1: Dados iniciais para o dimensionamento

CÁLCULOS INICIAIS

PROTENSÃO INICIAL	
Tensão inicial de protensão (σ_{pi}) [MPa]	1402,2
Área de aço por metro de largura [m^2/m]	0,000484
Força inicial de protensão na extremidade (Pi) [kN/m]	679,11

PONTO DE REPOUSO	
Posição do ponto de repouso (x_r) [m]	21,42
Força de tração em x_r [kN/m]	651,70
Perda de prot. nas extremidades do pav. devido a acomodação das ancoragens [kN/m]	54,82
Alongamento dos cabos (Δl) [m]	0,393

PROPRIEDADES DO CONCRETO	
Resistência média à tração ($f_{ct,m}$) [MPa]	3,21
Resistência à tração do concreto na flexão ($f_{ct,f}$) [MPa]	3,37
Módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) [GPa]	33,13
Módulo de elas. secante (E_{cs}) [GPa]	29,40
(χ_c) [adm.]	1,85

PROPRIEDADES DO PAVIMENTO	
Relação entre E_p e E_{cs} (α_p) [adm.]	6,87
Taxa geométrica da armadura de protensão (ρ_p) [adm.]	0,00242
(η) [adm.]	1,07
δ [adm.]	0,575

PROPRIEDADES DA SEÇÃO	
Área da seção de concreto (A_c) [m^2]	0,20
Momento de inércia da seção de concreto (I_c) [m^4]	0,000667
Número de grupos de cabos por metro (n)	2,40
Espessura útil (d_p) [m]	0,115
Excentricidade dos cabos em relação ao baricentro da seção do concreto (e_p) [m]	0,015

Tabelas A.2: Cálculos iniciais

PERDAS DE PROTENSÃO

MEIO DA PLACA

PONTO DE REPOUSO

PROPRIEDADES DO AÇO	
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	1,90
Coef. de relaxação do aço $\Psi(t_{\infty}, t_0)$ [%]	4,75
Coef. de fluência do aço $\chi(t, t_0)$ [adm]	0,0487
(χ_p) [adm.]	1,0487

PROPRIEDADES DO AÇO	
Coef. de relaxação do aço (Ψ_{1000}) [%]	2,50
Coef. de relaxação do aço $\Psi(t_{\infty}, t_0)$ [%]	6,25
Coef. de fluência do aço $\chi(t, t_0)$ [adm]	0,0645
(χ_p) [adm.]	1,0645

PERDAS IMEDIATAS	
Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha (ΔP_{atr}) [kN/m]	76,79
Força de protensão ancorada (P_a) [kN/m]	602,32
Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,21
Perdas por encurtamento elástico do concreto (ΔP_{ela}) [kN/m]	3,12

PERDAS IMEDIATAS	
Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha (ΔP_{atr}) [kN/m]	28,47
Força de protensão ancorada (P_a) [kN/m]	650,64
Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,47
Perdas por encurtamento elástico do concreto (ΔP_{ela}) [kN/m]	3,37

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS IMEDIATAS	
Força de prot. no instante t_0 (P_0) [kN/m]	599,20
Tensão no aço no instante t_0 (σ_{p0}) [MPa]	1237,20
Tensão no concreto em t_0 ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,20

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS IMEDIATAS	
Força de prot. no instante t_0 (P_0) [kN/m]	647,27
Tensão no aço no instante t_0 (σ_{p0}) [MPa]	1336,45
Tensão no concreto em t_0 ($\sigma_{c,p0g}$) [MPa]	-3,45

PROTENSÃO ADERENTE

PERDAS PROGRESSIVAS	
Perda de tensão no aço $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ [MPa]	-133,17
Perda na força de prot. $\Delta P(t, t_0)$ [kN/m]	-64,49

PERDAS PROGRESSIVAS	
Perda de tensão no aço $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ [MPa]	-157,70
Perda na força de prot. $\Delta P(t, t_0)$ [kN/m]	-76,38

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS PROGRESSIVAS	
Força de protensão em t_{∞} (P_{∞}) [kN/m]	534,71

SITUAÇÃO APÓS AS PERDAS PROGRESSIVAS	
Força de protensão em t_{∞} (P_{∞}) [kN/m]	570,89

Tabelas A.3: Perdas de protensão

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO NO ATO DA PROTENSÃO
--

PROPRIEDADES DO CONCRETO	
Resistência característica à compressão do concreto na idade j (f_{ckj}) [MPa]	11,97
Resistência média à tração do concreto na idade j (f_{ctm}) [MPa]	1,57

MEIO DA PLACA

PONTO DE REPOUSO

TENSÃO NOS EXTREMOS DA SEÇÃO	
Tensão no limite superior (σ_{cp1}) [MPa]	-1,43
Tensão no limite inferior (σ_{cp2}) [MPa]	-0,54

TENSÃO NOS EXTREMOS DA SEÇÃO	
Tensão no limite superior (σ_{cp1}) [MPa]	-1,55
Tensão no limite inferior (σ_{cp2}) [MPa]	-0,59

VERIFICAÇÃO	
$ \sigma_{cp1} < 0,7 \cdot f_{ckj}$	CONCRETO OK!
$ \sigma_{cp2} < 1,2 \cdot f_{ctm}$	

VERIFICAÇÃO	
$ \sigma_{cp1} < 0,7 \cdot f_{ckj}$	CONCRETO OK!
$ \sigma_{cp2} < 1,2 \cdot f_{ctm}$	

Tabelas A.4: Verificação do concreto no ato da protensão

ATRITO COM A SUB-BASE

MEIO DA PLACA

PONTO DE REPOUSO

CÁLCULO DA FORÇA DE ATRITO	
Força de atrito (F_a) [kN/m]	180,00

CÁLCULO DA FORÇA DE ATRITO	
Força de atrito (F_a) [kN/m]	64,25

Tabelas A.5: Atrito com a sub-base

COMBINAÇÕES PARA O CÁLCULO DO MOMENTO DE FISSURAÇÃO
--

SEÇÃO DO MEIO DA PLACA

SITUAÇÃO A	
Protensão inicial [kN/m]	679,11
Perdas imediatas [kN/m]	-79,91
Perdas diferidas [kN/m]	-64,49
TOTAL [kN/m]	534,71

SITUAÇÃO B	
Protensão inicial [kN/m]	679,11
Perdas imediatas [kN/m]	-79,91
Perdas diferidas [kN/m]	-64,49
Atrito com a sub-base [kN/m]	-180,00
TOTAL [kN/m]	354,71

SEÇÃO DO PONTO DE REPOUSO

SITUAÇÃO A	
Protensão inicial [kN/m]	679,11
Perdas imediatas [kN/m]	-31,84
Perdas diferidas [kN/m]	-76,38
TOTAL [kN/m]	570,89

SITUAÇÃO B	
Protensão inicial [kN/m]	679,11
Perdas imediatas [kN/m]	-31,84
Perdas diferidas [kN/m]	-76,38
Atrito com a sub-base [kN/m]	-64,25
TOTAL [kN/m]	506,64

VALORES POSSÍVEIS PARA P_{∞} [kNm/m]				
	534,71	354,71	570,89	506,64

Tabelas A.6: Combinações de cálculo

PROTENSÃO ADERENTE

MOMENTO DE FISSURAÇÃO DO PAVIMENTO

Seção	Situação	P_{∞} [kN/m]	ξ_r	k_l	x_r	χ_r	E_l (GPa)	M_r [kN.m]
Meio da placa	A	534,71	0,7223	1,2000	0,1445	0,00206	35,28	48,54
	B	354,71	0,6747	1,1572	0,1349	0,00176	34,03	39,96
Ponto de repouso	A	570,89	0,7304	1,2073	0,1461	0,00213	35,50	50,31
	B	506,64	0,7160	1,1944	0,1432	0,00202	35,12	47,24

RAIO DE RIGIDEZ DO PAVIMENTO

Seção	Situação	l [m]
Meio da placa	A	0,626
	B	0,620
Ponto de repouso	A	0,627
	B	0,625
Média		0,624

Tabelas A.7: Momento de fissuração e raio de rigidez do pavimento

EFEITO DA CARGA DOS VEÍCULOS

EIXO DUPLO

CÍRCULO EQUIVALENTE	
Número de pneus relevantes [nº]	2
Raio do círculo equivalente (a) [m]	0,446
Correção raio do círculo equi. (b) [m]	0,446

CÁLCULO DAS TENSÕES	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	4,88
Tensão na borda da placa (σ_{pb}) [MPa]	6,57
Tensão no canto da placa (σ_{pc}) [MPa]	-7,15

EIXO SIMPLES

CÍRCULO EQUIVALENTE	
Número de pneus relevantes [nº]	1
Raio do círculo equivalente (a) [m]	0,390
Correção raio do círculo equi. (b) [m]	0,390

CÁLCULO DAS TENSÕES	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	5,39
Tensão na borda da placa (σ_{pb}) [MPa]	7,66
Tensão no canto da placa (σ_{pc}) [MPa]	-8,81

MOMENTOS DEVIDO À CARGA DOS VEÍCULOS

MAIORES SOLICITAÇÕES	
Tensão no interior da placa (σ_{pi}) [MPa]	5,39
Tensão na borda da placa (σ_{pb}) [MPa]	7,66
Tensão no canto da placa (σ_{pc}) [MPa]	-8,81

MOMENTOS	
Momento no interior da placa (M_{pi}) [kNm/m]	35,96
Momento na borda da placa (M_{pb}) [kNm/m]	51,05
Momento no canto da placa (M_{pc}) [kNm/m]	-58,76

MÓDULO DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO PLENA	
W [m ³]	0,0067

Tabelas A.8: Carregamento dos veículos

EFEITO DO GRADIENTE TÉRMICO NA PLACA

MOMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO	
$M_{\Delta T}$ [kNm/m]	12,25

Tabela A.9: Efeito do gradiente térmico

DETERMINAÇÃO DA SEGURANÇA À FISSURAÇÃO

SITUAÇÃO A

MOMENTOS SOLICITANTES	
Momento devido à carga dos veículos (M_{Pi}) [kNm/m]	35,96
Momento devido ao gradiente térmico ($M_{\Delta T}$) [kNm/m]	12,25
Momento solicitante total [kNm/m]	48,21

MOMENTOS DE FISSURAÇÃO	
(M_f) [kNm/m]	48,54

SEGURANÇA CONTRA FISSURAÇÃO	
Coefficiente de segurança contra fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,01
γ_{fis} mínimo	1,0

COEFICIENTE DE SEGURANÇA ACIMA DO MÍNIMO!

SITUAÇÃO B

MOMENTOS SOLICITANTES	
Momento devido à carga dos veículos (M_{Pi}) [kNm/m]	35,96
Momento solicitante total [kNm/m]	35,96

MOMENTOS DE FISSURAÇÃO	
(M_f) [kNm/m]	39,96

SEGURANÇA CONTRA FISSURAÇÃO	
Coefficiente de segurança contra fissuração (γ_{fis}) [adm]	1,11
γ_{fis} mínimo	1,0

COEFICIENTE DE SEGURANÇA ACIMA DO MÍNIMO!

VERIFICAÇÃO DA CARGA UNIFORME DISTRIBUÍDA

CARGA UNIFORME	
Carga uniforme admissível (q_{adm}) [kN/m ²]	140,27
Carga uniforme distribuída [kN/m ²]	47,9

CARGA UNIFORME ACEITÁVEL!

Tabelas A.10: Segurança à fissuração e verificação da carga uniforme

SEGURANÇA CONTRA A FADIGA

SOLICITAÇÕES PARA FADIGA	
Momento solicitante de fadiga ($M_{sd,fad}$) [kNm/m]	48,21
Varição da tensão no concreto ($\Delta\sigma_{cp}$) [MPa]	1,08
Deformação cíclica ($\Delta\varepsilon_{cp}$) [m/m]	0,000037
Varição da tensão no aço ($\Delta\sigma_p$) [MPa]	7,45

VERIFICAÇÃO	
$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_p$ [MPa]	7,45
$\Delta f_{pd,fad,min}$ [MPa]	150,00
$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_p \leq \Delta f_{pd,fad,min}$	SEGURO CONTRA FADIGA!

Tabelas A.11: Segurança contra fadiga

VERIFICAÇÃO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO			
MEIO DA PLACA - SITUAÇÃO A		MEIO DA PLACA - SITUAÇÃO B	
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA			
Variação da posição da linha neutra (x): de 0 à dp	dp [m]	x [m]	
	0,115	0,0432	
DEFORMAÇÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
Acréscimo de deformação no aço ($\Delta\epsilon_p$) [%o]	5,822		
P_∞ [kNm/m]	534,71		
Deformação total no aço (ϵ_{pd}) [m/m]	0,01129		
Deformação de cálculo durante escoamento (ϵ_{pyd}) [m/m]	0,00736		
TENSÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
σ_{pd} [MPa]	1515,61		
VERIFICAÇÃO DOS VALORES DE σ_{pd} e x			
$ \sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} \leq 0,001$			0,0010
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			
M_{rd} [kNm/m]	71,74		
VERIFICAÇÃO			
$1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T}$ [kNm/m]			59,17
$M_{rd} \geq (1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T})$			SEGURO CONTRA RUPTURA!
PONTO DE REPOUSO - SITUAÇÃO A		PONTO DE REPOUSO - SITUAÇÃO B	
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA			
Variação da posição da linha neutra (x): de 0 à dp	dp [m]	x [m]	
	0,115	0,0433	
DEFORMAÇÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
Acréscimo de deformação no aço ($\Delta\epsilon_p$) [%o]	5,806		
P_∞ [kNm/m]	570,89		
Deformação total no aço (ϵ_{pd}) [m/m]	0,01164		
Deformação de cálculo durante escoamento (ϵ_{pyd}) [m/m]	0,00736		
TENSÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
σ_{pd} [MPa]	1518,19		
VERIFICAÇÃO DOS VALORES DE σ_{pd} e x			
$ \sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} \leq 0,001$			0,0010
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			
M_{rd} [kNm/m]	71,84		
VERIFICAÇÃO			
$1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T}$ [kNm/m]			59,17
$M_{rd} \geq (1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T})$			SEGURO CONTRA RUPTURA!
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA			
Variação da posição da linha neutra (x): de 0 à dp	dp [m]	x [m]	
	0,115	0,0431	
DEFORMAÇÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
Acréscimo de deformação no aço ($\Delta\epsilon_p$) [%o]	5,834		
P_∞ [kNm/m]	506,64		
Deformação total no aço (ϵ_{pd}) [m/m]	0,01101		
Deformação de cálculo durante escoamento (ϵ_{pyd}) [m/m]	0,00736		
TENSÃO NO AÇO DE PROTENSÃO			
σ_{pd} [MPa]	1513,61		
VERIFICAÇÃO DOS VALORES DE σ_{pd} e x			
$ \sigma_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_p \cdot \sigma_{pd} \leq 0,001$			0,0010
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			
M_{rd} [kNm/m]	71,66		
VERIFICAÇÃO			
$1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T}$ [kNm/m]			59,17
$M_{rd} \geq (1,4 \cdot M_p + 1,2 \cdot 0,6 \cdot M_{\Delta T})$			SEGURO CONTRA RUPTURA!

Tabelas A.12: Verificação no estado-limite último