

LIGA DE ENSINO DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO UNIVERSITÁRIO DO RIO GRANDE DO NORTE
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MATEUS ISAIAS DANTAS DE MELO

**ELABORAÇÃO, CONFECÇÃO E ANÁLISE DE CONCRETO COM RESISTÊNCIA
À FLEXÃO, PARA PAVIMENTOS PROTENDIDOS DE PORTOS E AEROPORTOS**

NATAL/RN

2019

MATEUS ISAIAS DANTAS DE MELO

**ELABORAÇÃO, CONFECÇÃO E ANÁLISE DE CONCRETO COM RESISTÊNCIA
À FLEXÃO, PARA PAVIMENTOS PROTENDIDOS DE PORTOS E AEROPORTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil apresentado ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) como requisito final para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. PhD. Fábio Sérgio da Costa Pereira.

NATAL/RN

2019

MATEUS ISAIAS DANTAS DE MELO

**ELABORAÇÃO, CONFECÇÃO E ANÁLISE DE CONCRETO COM RESISTÊNCIA
À FLEXÃO, PARA PAVIMENTOS PROTENDIDOS DE PORTOS E AEROPORTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil apresentado ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) como requisito final para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. PHd. Fábio Sérgio da Costa Pereira

Orientador – UNI-RN

Profa. MSc. Mariana Silva Freitas

Profa. Interna – UNI-RN

Prof. Dr. Ênio Fernandes Amorim

Membro externo– IFRN

Dedico este trabalho à minha família por eles estarem ao meu lado durante toda a minha vida e por se constituírem como pessoas que me deram total apoio e força nessa jornada acadêmica. A todos vocês que foram, são e sempre serão a minha família, me oferecendo os estímulos necessários para que eu pudesse superar os obstáculos e me tornasse um homem melhor, como também agradeço aos demais familiares e amigos por todo o suporte que me foi dado nas horas mais difíceis que precisei.

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus por ter providenciado muitas oportunidades para que essa conquista se tornasse algo concreto.

A minha mãe Selma Dantas e meus amigos por cada incentivos e compreensão de minhas escolhas, por todo apoio que pude sentir mesmo que de longe, pois foram vocês e por vocês que todos os meus dias tiveram sentido em tudo isso.

Ao professor PhD. Fábio Sérgio da Costa Pereira, pela dedicação em suas orientações prestadas na elaboração deste trabalho, incentivando-me e colaborando no desenvolvimento de meu trabalho e por toda paciência e disponibilidade de sempre poder me ajudar, mesmo em horas inoportunas.

“Nunca deixe ninguém dizer que não pode fazer alguma coisa. Se você tem um sonho, tem que correr atrás dele. As pessoas não conseguem vencer, e dizem que você também não vai vencer; se quer alguma coisa, corra atrás.”

(A procura da Felicidade)

RESUMO

Os pavimentos de portos e aeroportos estão sujeitos a tipos de cargas que variam em geometria e magnitude, conforme a finalidade de sua utilização. Os tipos de pavimentos tradicionalmente executados em portos e aeroportos são: concreto simples, concreto armado, blocos intertravados de concreto e pedra natural. Este trabalho tem como objetivo confeccionar um traço e estudar o uso alternativo do concreto protendido para pavimentos portuários e aeroportuário, demonstrando a sua viabilidade. O uso da protensão já é uma realidade para pisos industriais e de aeroportos, pois possibilita espessuras de concreto reduzidas, poucas juntas e, conseqüentemente, a redução no número de fissuras, o que prolonga a vida útil do pavimento. São estudadas variações de parâmetros como: espessura de concreto, resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), cargas de protensão e dos veículos e propriedades da sub-base, pois a capacidade de carga do pavimento está diretamente ligada a elas. As ferramentas e os procedimentos metodológicos adotados para esse estudo foram a elaboração de traço para pavimentos protendidos, ensaios laboratoriais (flexão) para comprovar a eficiência em relação a norma NBR 12142/2010, confecção de um protótipo do pavimento protendido, mostrando que a sua configuração dá ao material uma altura da camada de concreto bem menor do que as outras aplicações, o cálculo do sistema de pavimento protendido já aplicado, e a análise comparativa de custo do sistema de pavimento protendido com o sistema de pavimento em concreto armado. Como resultado deste trabalho, concluiu-se que o uso do traço de concreto calculado para pavimentos protendidos é viável, pois apresenta resultados acima dos mínimos exigidos por normas (10% da resistência a compressão). A resistência à compressão especificada por norma é de 40 MPa, a resistência a flexão especificada por norma é de 4 Mpa, através dos ensaios a média dos ensaios resultou em 4,85 MPa, comprovando a eficiência do traço calculado, e o uso do pavimento em concreto protendido, o que também já foi comprovado através de estudos de outros autores. Obtendo-se uma redução de espessura em torno de 50 % em comparação com o pavimento de concreto simples, redução do número de juntas, maior resistência à flexão, tração e compressão, redução do custo do m³ do pavimento, gerando cerca de 10% de economia no valor final da obra, pois a protensão diminui a camada de concreto e aumenta a durabilidade do pavimento seja ele em porto ou aeroporto que aplicar o sistema. Outro ponto importante deste trabalho

é a possibilidade de aplicação de um sistema construtivo pouco utilizado na nossa região, porém com grande potencial de aplicação, trazendo benefícios técnicos e econômicos para obras de portos e aeroportos.

Palavras-chave: Pavimento. Durabilidade. Resistência à flexão. Concreto protendido.

ABSTRACT

The pavements of the ports and the buildings are subject to types of merchandise that vary in geometry and magnitude, according to a goal of its use. The types of pavements are usually implemented in ports and airports: reinforced concrete, interlocking blocks of concrete and natural stone. This work aims to know and explore the use of concrete for port and airport pavements, demonstrating its feasibility. The use of protection is already a reality for industrial and airport floors, because the possibilities of layer reduction, small joints and, consequently, the reduction in the number of cracks, which prolongs the useful life of the pavement. Variations of parameters such as: concrete thickness, concrete suspension (load), protection and vehicle loads and sub-base properties are studied, because the load capacity of the pavement is directly connected to them. The tools and procedures adopted for the trial were demonstrated in order to demonstrate the relationship with the norm NBR 12142/2010, a prototype of the prestressed pavement, showing that its configuration gives the material a much lower height of the concrete layer than the other applications, the calculation of the prestressed pavement system already applied, and the comparative cost analysis of the pavement system with reinforced concrete flooring system. As a result of this work, it was concluded that the use of the calculated concrete trait for prestressed floors is feasible, since it presents results above the minimum required by norms (10% of the compressive strength). The standard compressive strength is 40 MPa, the flexural strength specified by standard is 4 MPa, through the tests the mean of the tests resulted in 4.85 MPa, proving the efficiency of the calculated trace, and the use of the pavement in concrete prestressed, which has also been proven through studies of other authors. A reduction of thickness of around 50% compared to the simple concrete pavement, reduction of the number of joints, greater resistance to bending, traction and compression, reduction of the cost of m³ of the pavement, generating around 10% of economy in the final value of the work, because the protension decreases the concrete layer and increases the durability of the pavement be it in port or airport that apply the system. Another important point of this work is the possibility of applying a construction system little used in our region, but with great potential of application, bringing technical and economic benefits to works of ports and airports.

Keywords: Pavement. Durability. Flexural strength. Prestressed concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pavimento de concreto armado.....	18
Figura 2 - Piso de concreto com as armações ativas posicionadas para concretagem	19
Figura 3 - Pátio do Tecon de Rio Grande – RS, construído todo em pavimento de concreto protendido.....	19
Figura 4 - Vista superior do Tecon Rio Grande	27
Figura 5 - Detalhe da construção do aeroporto Afonso Pena, Curitiba – PR	27
Figura 6 - Vista do aeroporto Afonso Pena, Curitiba – PR, atualmente.....	28
Figura 7 - Detalhamento dos livros recebendo esforço de compressão	29
Figura 8 - Detalhe elementos pré-moldados unidos por protensão	29
Figura 9 - Primeira obra de concreto protendido. Ponte do Galeão-Rio de Janeiro 1948.	32
Figura 10 - Detalhe da ponte do Galeão que foi construída em 1949 e possibilitou o crescimento da Ilha, estado atualmente.....	32
Figura 11 - Detalhe da execução de uma laje alveolar em concreto protendido	33
Figura 12 - Vista do processo de protensão de cabos	34
Figura 13 - Cordoalhas, bainha e ancoragem para protensão com aderência posterior	34
Figura 14 - Partes do sistema de protensão.....	35
Figura 15 - Detalhe da cordoalha, bainha e ancoragem para protensão sem aderência.....	35
Figura 16 - Vista de um concreto seco pronto para a protensão	36
Figura 17 - Seção submetida à descompressão parcial.....	38
Figura 18 - Estrutura de pavimento de concreto simples	42
Figura 19 - Detalhe das armaduras dos pavimentos	43
Figura 20 - Vista das fibras metálicas utilizadas em concreto	44
Figura 21 - Fibras sintéticas de polipropileno para uso no concreto.....	44
Figura 22 - Detalhe do tipo de pavimento de concreto de cimento Portland	45
Figura 23 - Vista de um pavimento em concreto protendido	46
Figura 24 - Detalhe da preparação das armaduras ativas sobre a camada de deslizamento	50
Figura 25 - Detalhamento das armaduras de reforço de borda e fretagem.....	52
Figura 26 - Vista do lançamento do caminhão bomba espalhando o concreto	52
Figura 27 - Detalhe do adensamento e nivelamento do concreto por meio de plataforma laser screed	53
Figura 28 - Vista do acabamento superficial em pavimento	54
Figura 29 - Detalhamento do macaco hidráulico sendo posicionado para começar a protensão	55
Figura 30 - Empenamento da placa de CCP e efeito da restrição do peso.....	71
Figura 31 - Detalhe da preparação e transporte do CCP	75
Figura 32 - Vista da preparação das formas laterais, ou preparação de trilhos, ou preparação de linhas-guia.....	75
Figura 33 - Vista da colocação de BT, BL e armaduras	76
Figura 34 - Vista do lançamento e adensamento do CCP.....	76
Figura 35 - Vista do desempenamento e texturização do CCP	77
Figura 36 - Vista da serragem e selagem de juntas	77
Figura 37 - Detalhe de uma fissura de retração induzida na junta serrada	78

Figura 38 - Detalhamento da consideração da temperatura em juntas de dilatação.	81
Figura 39 - Detalhe da perda de protensão devido ao atrito (linha azul) e acomodação das ancoragens (triângulos)	85
Figura 40 - Detalhe da adição de areia na mistura.	101
Figura 41 - Detalhe do concreto finalizado pronto para moldagem	101
Figura 42 - Detalhe de como deve ficar o dispositivo para o ensaio de flexão	103
Figura 43 - Detalhe da ruptura de um dos corpos-de-prova.	103
Figura 44 - Vista do corpo de prova durante o ensaio.	104
Figura 45 - Vista do protótipo já confeccionado.	105
Figura 46 - Detalhe dos cabos posicionados no Protótipo	105

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Derterminação do modelo de Fadiga	58
Equação 2 - Determinação do modelo através de experimetos laboratotiais	59
Equação 3 - Determinação do modelo esperado em campo.....	59
Equação 4 - Determinação da resistência do concreto em condições saturado	59
Equação 5 - Determinação da resistência do concreto em condições seca.....	59
Equação 6 - Determinação do modelo de previsão de fadiga	60
Equação 7 - Determinação do modelo de previsão de fadiga	60
Equação 8 - Determinação do modelo de previsão de fadiga	60
Equação 9 - Determinação do modelo de resistência a fadiga.....	61
Equação 10 - Determinação da perda por atrito.....	84
Equação 11 - Determinação do retorno dos cabos devido a acomodação	85
Equação 12 - Determinação do ponto de retorno.....	86
Equação 13 - Determinação da perda nas extremidades.....	86
Equação 14 - Determinação da perda de protensão por encurtamento elastico	87
Equação 15 - Determinação da tensão inicial do concreto.....	87
Equação 16 - Determinação das perdas proguesivas de protensão	88
Equação 17 - Determinação do parâmetro para a perda proguesivas de protensão.....	88
Equação 18 - Determinação do parâmetro para a perda proguesivas de protensão.....	88
Equação 19 - Determinação do parâmetro para a perda proguesivas de protensão.....	88
Equação 20 - Determinação do parâmetro para a perda proguesivas de protensão.....	88
Equação 21 - Determinação do alongamento	89
Equação 22 - Determinação da variação do comprimento	89
Equação 23 - Determinação da força de atrito	90
Equação 24 - Determinação da linha neutra	91
Equação 25 - Determinação da posição do ponto de repouso	91
Equação 26 - Determinação da curvatura da seção.....	91
Equação 27 - Determinação da rigidez adimensional	91
Equação 28 - Determinação do momento de fissuração.....	91
Equação 29 - Determinação do raio de rigidez relativa	92
Equação 30 - Determinação da situação com um pneu de apoio	93
Equação 31 - Determinação da situação com dois pneus de apoio	93
Equação 32 - Correção no valor de a	93
Equação 33 - Correção no valor de a	93
Equação 34 - Cálculo das tensões	94
Equação 35 - Cálculo das tensões	94
Equação 36 - Cálculo das tensões	94
Equação 37 - Determinação do momento devido à carga.....	94
Equação 38 - Determinação do momento devido à carga.....	94
Equação 39 - Determinação do momento devido ao gradie térmico	95
Equação 40 - Determinação do coeficiente de ponderação	95
Equação 41 - Determinação da carga máxima admissível no pavimento	96
Equação 42 - Determinação da resistencia a flexão dentro do terço médio.....	103
Equação 43 - Determinação da resistencia a flexão fora do terço médio.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.	38
Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental.....	40
Tabela 3 - Coeficiente k	47
Tabela 4 - Coeficiente k	47
Tabela 5 - Coeficiente k	48
Tabela 6 - Coeficiente k	48
Tabela 7 - Padrões comuns para concretos empregados em pavimentação	57
Tabela 8 - Traços de concretos nacionais alvos de estudos em relação à fadiga	58
Tabela 9 - Consistência típica de vários concretos para pavimentação	62
Tabela 10 - Ensaio de resistência para concretos de pavimentação	65
Tabela 11 - Resistência à tração na flexão (Mpa) em função da condição de cura..	69
Tabela 12 - Diferenciais térmicos nos concretos para pavimentos (placas)	70
Tabela 13 - Critérios de ruptura no pavimento de concreto	72
Tabela 14 - Critérios para dimensionamento de pavimentos de concreto	83
Tabela 15 - Resultados obtidos no ensaio	106

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
2	OBJETIVOS	20
2.1	OBJETIVO GERAL.....	20
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
3	METODOLOGIAS	21
4	JUSTIFICATIVA.....	22
5	DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	23
6	REFERENCIAL TEÓRICO.....	24
6.1	TRABALHOS DESENVOLVIDOS SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO	24
6.2	CONCEITO DE PROTENSÃO	28
6.3	CONCRETO PROTENDIDO	29
6.4	HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO	31
6.5	SISTEMAS DE PROTENSÃO	32
6.5.1	Protensão com aderência inicial.....	33
6.5.2	Protensão com aderência posterior.....	34
6.5.3	Protensão sem aderência.....	35
6.5.4	Escolha do sistema de protensão.....	36
6.6	ESTADOS LIMITES DE UMA ESTRUTURA.....	37
6.7	NÍVEIS DE PROTENSÃO	39
6.7.1	Protensão completa (Nível 3)	39
6.7.2	Protensão limitada (Nível 2)	40
6.7.3	Protensão parcial (Nível 1)	41
6.8	PAVIMENTOS DE CONCRETO.....	41
6.8.1	Pavimento de concreto simples.....	41
6.8.2	Pavimento com armadura para controlar a fissuração	42
6.8.3	Pavimento de concreto armado.....	43

6.8.4	Pavimento de concreto com adição de fibras	43
6.8.5	Pavimento de concreto protendido	44
6.8.6	Pavimento de concreto protendido pré-moldado	55
6.9	PROPRIEDADES DOS CONCRETOS PARA PAVIMENTAÇÃO	56
6.9.1	Exigências gerais para os concretos de pavimentação	56
6.9.2	Procedimento da dosagem e controle tecnológico	65
6.9.3	Condições de cura.....	67
6.9.4	Variação térmicas nos pavimentos de concreto (placas)	69
6.10	EXECUÇÃO E UTILIZAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE CONCRETO	71
6.10.1	Execução dos pavimentos de concreto	71
6.10.2	Aspectos construtivos.....	78
6.11	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	81
6.12	METODOLOGIA DE PROJETO ESTRUTURAL DE UM PAVIMENTO EM CONCRETO PROTENDIDO	84
6.12.1	Cálculos de força de protensão inicial	84
6.12.2	Situação no meio da placa	84
6.12.3	Situação no ponto de repouso.....	89
6.12.4	Cálculo do alongamento dos cabos.....	89
6.12.5	Atrito com a sub-base.....	89
6.12.6	Combinações para o cálculo do momento de fissuração	90
6.12.7	Cálculo do momento de fissuração do pavimento	90
6.12.8	Cálculo do raio de rigidez relativa do pavimento	92
6.12.9	Cálculo do efeito da carga dos veículos	92
6.12.10	Efeito do gradiente térmico na placa	94
6.12.11	Determinação da segurança à fissuração	95
6.13	UTILIZAÇÃO DE PAVIMENTO PROTENDIDO NO BRASIL.....	96
6.13.1	Característica do Porto da Tecon	96

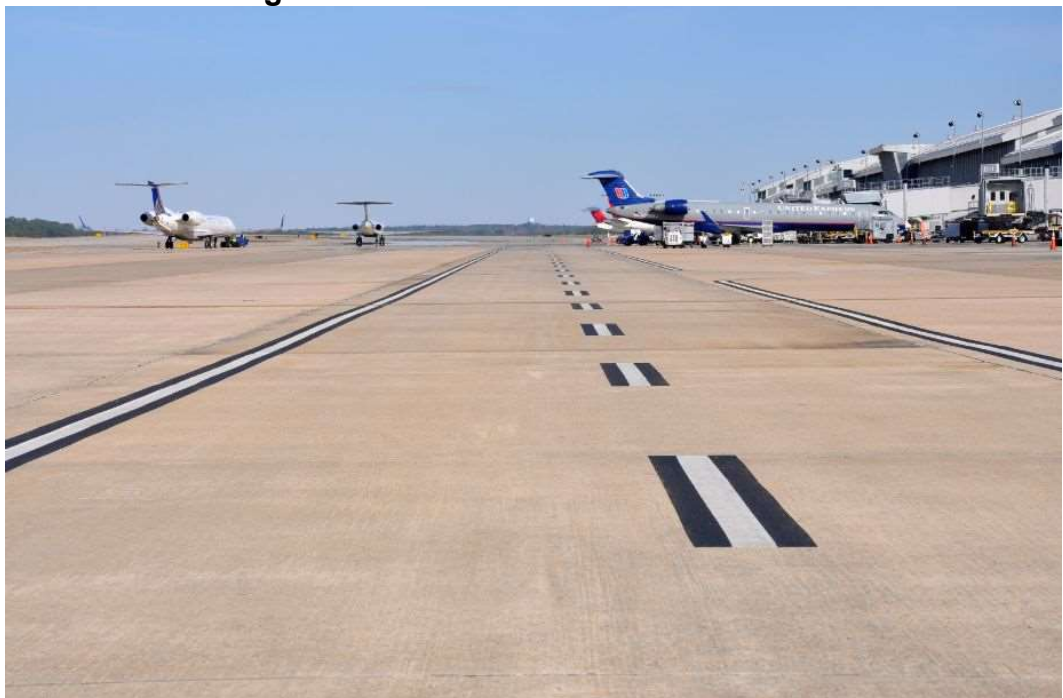
6.13.2	Análise de custos	98
7	ESTUDO DE CASO	100
7.1	CONFECÇÃO DOS CORPOS DE PROVA Prismáticos.....	100
7.2	ENSAIO REALIZADO.....	102
7.3	CONFECÇÃO DO PROTÓTIPO	104
8	RESULTADOS E DISCUSSÕES	106
9	CONCLUSÕES	108
	REFERÊNCIAS.....	109

1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos portuário e aeroportuário estão sujeitos a elevadas cargas e ações de movimentações, ocasionando as obras de manutenção, por isso, as soluções para os pavimentos devem ter durabilidade e resistência. As cargas variam de tamanho e peso, e a ação das mesmas geralmente são em pontos específicos variando conforme o intuito do terminal.

Os tipos de pavimentos geralmente utilizados em portos e aeroportos são: pedra natural, concreto compactado a rolo, placas de concreto simples (sem armadura), concreto armado e blocos intertravados de concreto conforme a Figura 1. Os pavimentos de concreto podem fornecer excelente desempenho sob grande variedade de condições operacionais. Todavia, as juntas de dilatação constituem pontos por onde pode ocorrer a 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 nas proximidades das juntas.

Figura 1 - Pavimento de concreto armado



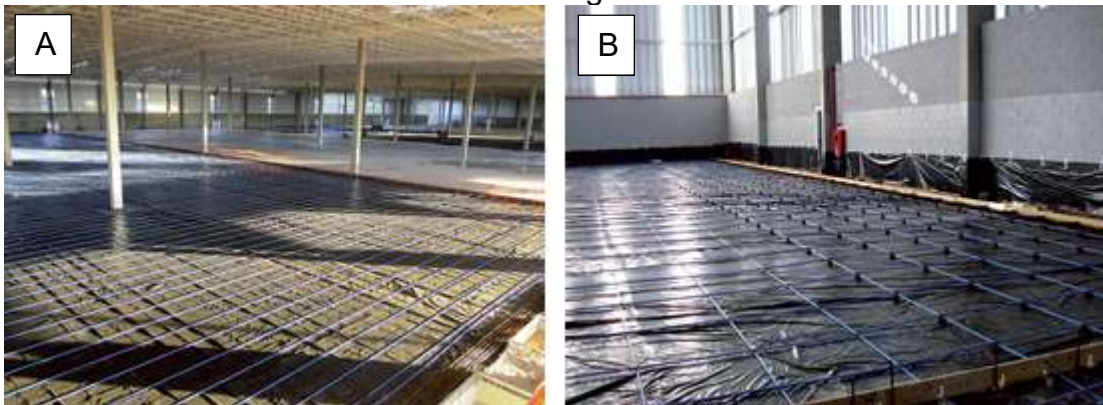
Fonte: Cimento itambe (2018).

Pode-se dizer que a busca por maior vida útil para pavimentos está inversamente relacionada ao número de juntas que possuem. Cerca de 90% das

patologias que aparecem em pisos e pavimentos estão diretamente ligadas às juntas. (SCHMID, 2005).

A protensão constitui um método eficiente para diminuir o número de juntas e reduzir o risco de fissuração, além do aumento da resistência a flexão 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, e da resistência a tração e flexão proporcionada pelos cabos protendidos (Figuras 2 e 3).

Figura 2 – Piso de concreto com as armações ativas posicionadas para concretagem



Fonte: Techne (2018).

Legenda: **A)** Camada de deslizamento e armação ativa; **B)** fôrmas posicionadas com furação para armação e ancoragem.

Figura 3 - Pátio do Tecon de Rio Grande – RS, construído todo em pavimento de concreto protendido



Fonte: Wilson sons (2018).

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Estudar a alternativa de utilização do concreto protendido para pavimentos portuários e aeroportuários, demonstrando que essa solução é viável técnica e economicamente para cargas pontuais elevadas. fazendo uma revisão bibliográfica baseada em artigos publicados, pesquisas de mestrado e doutorado e em trabalhos de conclusão de curso, artigos e periódicos, dos principais aspectos relacionados ao projeto e execução de pavimentos de concreto protendido, além de aplicações do sistema no Brasil.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistem em:

- Apresentar o modelo de cálculo utilizado para pavimentos em concreto protendido;
- Elaborar um traço para concreto para pavimentos protendidos com obtenção de resistência à flexão e à compressão especificadas por normas;
- Confeccionar um protótipo de pavimentação de concreto protendido.

3 METODOLOGIAS

A metodologia utilizada consiste em 3 etapas sendo elas:

- Elaboração de traço, para 40 MPa de resistência a compressão que equivale á 4 MPa de resistência a flexão segundo as normas NBR 12142/2010 e NBR 6118/2014; para pavimentos protendidos;
- Execução do protótipo do pavimento protendido com as dimensões de um pavimento seguindo o padrão do recobrimento especificado pela NBR 6118/2014, apenas com caractere didático para facilitar a visualização de um pavimento de concreto protendido em pequena escala;
- Análise e apresentação de um modelo já existente de cálculo do sistema de pavimento protendido que foi utilizado no porto Tecon Rio Grande, terminal de contêineres, o qual é um dos mais movimentados do Brasil e pioneiro na utilização desse tipo de pavimento aqui no Brasil.

4 JUSTIFICATIVA

Normalmente no Brasil a pavimentação 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 produziram patologias que ocasionaram perda de produtividade e necessitou-se de grandes custos de manutenção. 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 principais 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 retirada das partículas finas, à medida que a água penetra pela sub-base. Desta maneira, 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. As juntas de dilatação, maior fonte de quebras na placa convencional, podem ser distanciadas até 150 m uma da outra (SCHMID, 2005).

Devido à grande incidência das patologias nos outros tipos de pavimento, o uso do concreto protendido em pavimentos proporciona uma estrutura com maior durabilidade que o concreto simples e com menores custos de execução e de manutenção, por ter controle de fissuração, justificando assim a elaboração de traço para a execução deste pavimento (SCHMID, 2005).

5 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Este trabalho é disposto em 9 capítulos e referências, onde é feita uma clara divisão das informações apresentadas.

O capítulo 1, trata da introdução do assunto posteriormente discutindo no trabalho, onde o mesmo será dividido no enquadramento geral do tema, mostrando que este trabalho tem por objetivo mostrar a viabilidade da utilização do concreto protendido para pavimentos portuários e aeroportuário, enfatizando os objetivos gerais, objetivos específicos e a importância do tema na atualidade pela qual o mesmo está inserido.

O capítulo 2, tem por objetivo a amostra do material apresentado durante a pesquisa e o resumo de cada capítulo disposto no trabalho.

No capítulo 3, tem-se disposto as metodologias aplicadas no trabalho.

No capítulo 4, tem-se disposta a amostra da justificativa da escolha deste tema.

O capítulo 5, tem por objetivo descrever cada capítulo disposto no trabalho.

No capítulo 6, é apresentado o conceito de concreto protendido e como essas estruturas atuam. São mostrados os sistemas de protensão e como eles atuam, no referencial teórico do trabalho contém, históricos do concreto protendido, estados limites, níveis de protensão e os tipos de pavimentos de concreto.

O Capítulo 7, demonstra as aplicações técnicas desenvolvidas ao longo deste trabalho, bem como as funcionalidades dos pavimentos de concreto protendido, e a metodologia utilizada na confecção de 15 CPs de concreto.

No capítulo 8, são demonstrados os resultados dos ensaios obtidos e discussões sobre esses resultados.

O capítulo 9, contém as conclusões e verificações sobre o estudo de caso anteriormente mostrado.

Referenciais teóricos contendo nomes dos autores, títulos dos trabalhos, local e ano de suas publicações.

6 REFERENCIAL TEÓRICO

6.1 TRABALHOS DESENVOLVIDOS SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO

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 de rodas. 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. Foi executado um modelo que foi aplicado no pátio do porto da Tecon. (Figura 4).

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 exhibe um modelo de dimensionamento para pavimento rodoviário e outro para piso industrial, ambos de concreto armado com o uso de telas soldadas.

Oliveira (2000), demonstra em forma de resumo a 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 exhibe exemplos de dimensionamento de pavimentos em concreto simples e armado.

Almeida Filho (2002), faz 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.

Em Xerez Neto (2003), se encontra 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. Este estudo apresenta também aspectos geométricos e as cargas das empilhadeiras mais comumente utilizadas em pavilhões industriais e comerciais.

Em Paliga (2003), é demonstrado um ensinamento sobre o comportamento de lajes de concreto armado apoiadas no solo, sob a ação de cargas distribuídas e concentradas, aplicando 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.

Alagarsamy *et al.* (2004), exhibe 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 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. Como resultados do estudo foi comprovado que em comparação com a placa de concreto convencional, a placa protendida oferece uma alternativa tecnicamente superior e economicamente competitiva. "Não foi usada até hoje com mais frequência porque dificilmente se considerou o aspecto custo-benefício e também porque o dimensionamento em geral foi baseado em experiências práticas anteriores do projetista. A pavimentação, além disto, não tem sido considerada como elemento estrutural e sim tratada como elemento secundário. No mais, os problemas com as placas simples nunca apareceram na época da construção e sim bem mais tarde, quando o projetista já havia se desvinculado há muito do projeto e a substituição das placas ficou entregue a equipes pouco preocupadas com a origem do problema."

Alagarsamy *et al.* (2004), parece-nos que, em função dos novos rumos da conjuntura brasileira, a vida útil de um pavimento e o custo-benefício são aspectos de real interesse para quem se envolve no empreendimento. Pretendemos com o presente trabalho acender novamente um velho assunto (ver F. Leonhardt – 1954 ou

A. C. Vasconcelos - 1979), porque julgamos a solução do pavimento protendido competitiva, com elevada durabilidade, interessante e sem dúvida, uma solução bonita, capaz de entusiasmar o engenheiro do pavimento, o engenheiro do concreto e o usuário da pista.

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

Schmid (2005), faz uma comparação com as placas de concreto convencional, obtendo que a placa protendida oferece uma alternativa tecnicamente superior e economicamente competitiva. (Figuras 5 e 6).

Em Rodrigues (2006), localiza-se uma revisão sobre as características relevantes do subleito e da sub-base para o projeto de pavimentos rígidos, aonde 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), é estudada 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 a norma delimita que se deve adotar um f_{ck} mínimo de 30 MPa.

Senefonte (2007), analisa a utilização do sistema de 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.

Balbo (2009), compara diversas características 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.

Figura 4 – Vista superior do Tecon Rio Grande



Fonte: Portal marítimo (2018).

Figura 5 – Detalhe da construção do aeroporto Afonso Pena, Curitiba – PR



Fonte: Schmid (2005).

Figura 6 - Vista do aeroporto Afonso Pena, Curitiba – PR, atualmente



Fonte: Aeroflap (2018).

6.2 CONCEITO DE PROTENSÃO

Santos (2015), diz que o sistema de protensão consiste na aplicação prévia de esforços em um elemento sólido buscando melhorar seu comportamento durante a atuação das cargas de serviço. A protensão normalmente é 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 do sistema de protensão pode ter outras inúmeras outras aplicações. Por exemplo, se uma pessoa deseja carregar uma pilha de livros na horizontal, conforme a (Figura 7), 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.

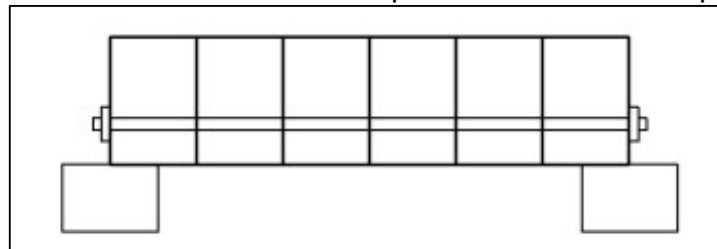
Figura 7 - Detalhamento dos livros recebendo esforço de compressão



Fonte: Santos (2015).

Assim como no caso citado anteriormente, o sistema de protensão também é utilizado para atrelar elementos pré-moldados de concreto, como ilustra a Figura 8. Tendo a protensão 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 8 – Detalhe elementos pré-moldados unidos por protensão



Fonte: Santos (2015).

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”.

6.3 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 pretensão (LANNES, 2005).

A protensão tem como objetivo aproveitar o máximo dos 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 alto custo é importante que as seções sejam reduzidas, devido a isso 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 (SANTOS, 2015).

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, sendo 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, pois 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 o carregamento passar, a protensão irá manter as fissuras fechadas;
- Aumento da segurança em ambientes agressivos, pois 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.

6.4 HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO

A utilização da protensão em estruturas de concreto remonta em torno da 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 análises e pesquisas 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. A situação mudou quando Mörsch e Koenen (1912), demonstraram a existência da retração e da fluência no concreto, as quais provocavam perdas de protensão. Concluiu-se que então forças reduzidas de protensão não eram eficientes (GOMES JUNIOR, 2009).

O grande desenvolvimento do concreto protendido deu-se em torno de 1928, quando 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).

Com o término da Segunda Guerra Mundial, em 1945, foi uma grande oportunidade para a utilização do concreto protendido, a Europa estava destruída, então era necessário 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. (CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO, 1998).

A precedente obra utilizando o sistema de 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). (Figuras 9 e 10)

Por volta do ano de 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. (CÉSAR JÚNIOR e VERÍSSIMO, 1998)

Figura 9 - Primeira obra de concreto protendido. Ponte do Galeão-Rio de Janeiro 1948.



Fonte: Researchgate (2019).

Figura 10– Detalhe da ponte do Galeão que foi construída em 1949 e possibilitou o crescimento da Ilha, estado atualmente.



Fonte: Insulano (2018).

6.5 SISTEMAS DE PROTENSÃO

À seguir serão apresentados 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.

6.5.1 Protensão com aderência inicial

A protensão com aderência inicial normalmente é utilizada na confecção 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 as Figuras 11 e 12. Após a cura em torno de 7 a 15 dias do concreto, para a confecção dessas peças normalmente é utilizado o cimento ARI de alta resistência inicial, 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 11 – Detalhe da execução de uma laje alveolar em concreto protendido



Fonte: Lajiosa (2018).

Figura 12 – Vista do processo de protensão de cabos



Fonte: Ecivil (2018).

6.5.2 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 (Figuras 13 e 14).

Figura 13 - Cordoalhas, bainha e ancoragem para protensão com aderência posterior



Fonte: Santos (2015).

Figura 14 - Partes do sistema de protensão

Fonte: Santos (2015).

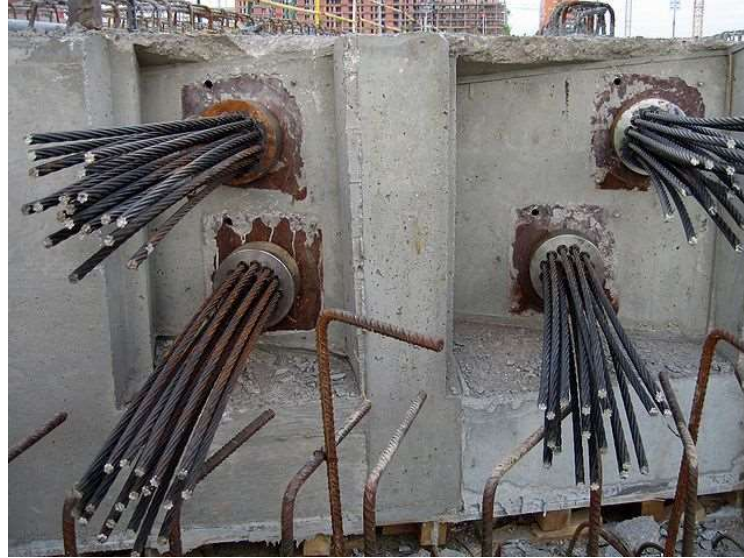
6.5.3 Protensão sem aderência

O alongamento da armadura ativa é realizado após a secagem do concreto, deste modo os equipamentos de protensão podem ser apoiados no próprio elemento estrutural. Nesse sistema, não ocorre a injeção de nata e são utilizados cabos engraxados conforme a (Figura 15), para diminuir o atrito entre a armadura e o concreto. Com isso, o aço fica ligado ao concreto apenas em pontos localizados conforme a Figura 16, através das ancoragens (NBR 6118, 2014).

Figura 15 – Detalhe da cordoalha, bainha e ancoragem para protensão sem aderência

Fonte: Santos (2015).

Figura 16 – Vista de um concreto seco pronto para a protensão



Fonte: Ecivil (2018).

6.5.4 Escolha do sistema de protensão

Como foi comentado no item 6.5.1, 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.

6.6 ESTADOS LIMITES DE UMA ESTRUTURA

Os estados limites de uma estrutura 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 1:

- ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS-DEF)

Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados no item 3.2 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 ap da face mais próxima da cordoalha ou bainha de protensão, conforme pode ser visto na figura 17. Para mais informações ver a (Tabela 1) (Tabela 13.4.2 da NBR 6118-2014).

Tabela 1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

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

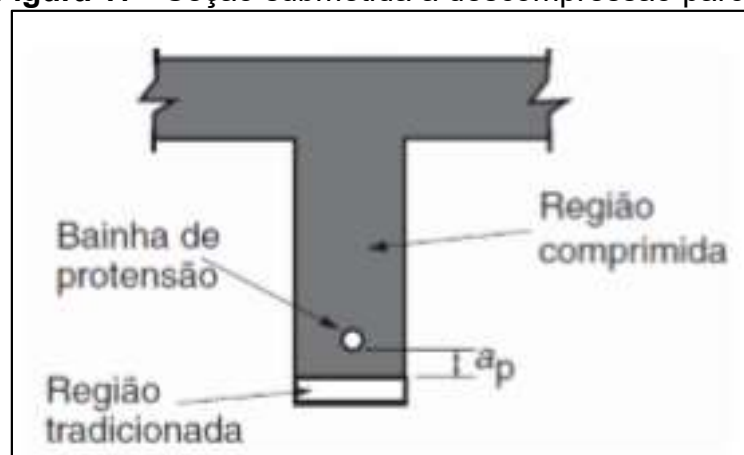
1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 2.5.

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.

Fonte: Tabela 13.4 da NBR 6118 (2014).

Figura 17 - Seção submetida à descompressão parcial



Fonte: Santos (2015).

- 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 para a idade de aplicação da protensão.

6.7 NÍVEIS DE PROTENSÃO

A protensão pode ter três formas: ela 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 1), e em Hanai (2005). Quanto maior o nível de protensão, maior será a força aplicada nos cabos.

6.7.1 Protensão completa (Nível 3)

Para os casos com armadura pré-tracionadas, as condições de protensão completa devem ser atendidas no caso de elementos 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). Hanai (2005).

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.

Tabela 2: Classes de agressividade ambiental

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.

Fonte: Tabela 6.1 da NBR 6118 (2014)

6.7.2 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. (SANTOS, 2015).

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 $a_p = 50 \text{ mm}$;
- 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_{ctm} . (SANTOS, 2015).

6.7.3 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. (SANTOS, 2015).

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.

6.8 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. (SANTOS, 2015).

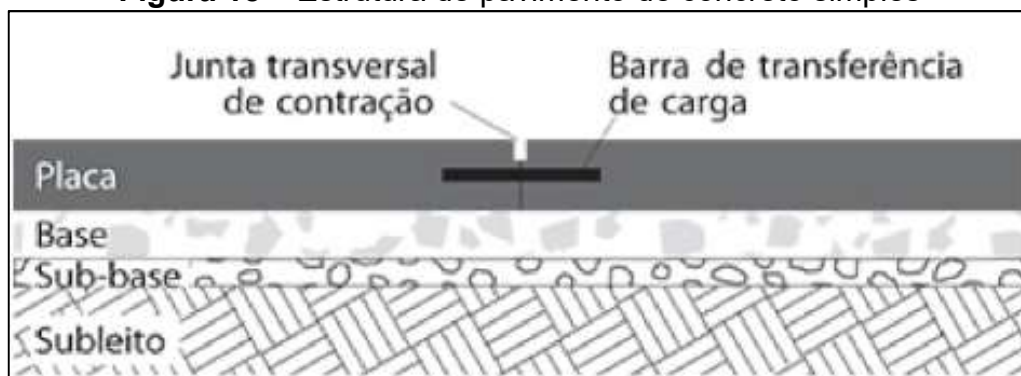
6.8.1 Pavimento de concreto simples

Os pavimentos de concreto simples, portanto, não armados são constituídos de placas moldadas in loco, algumas horas após a moldagem do concreto, e definidas por serragem de juntas transversais e longitudinais. Essas placas encontram-se assentes sobre um sistema de apoio constituído da base (esta, eventualmente, sobre uma sub-base) e do subleito. Vários tipos de concreto podem ser empregados na construção dessas placas, como o concreto convencional, o concreto de alta resistência e o concreto compactado com rolo. (BALBO, 2009).

O principal motivo para a serragem das juntas igualmente espaçadas é para o controle da retração hidráulica na mesa de concreto fresca, de grande área e volume, exposta às condições ambientais mais desfavoráveis possíveis (sol, chuva, ventos), se comparadas às condições de cura de concretos em estruturas corriqueiras. Consequentemente, tal corte induz a fissuração por retração hidráulica

da massa fresca de concreto de cimento Portland (CCP) exatamente nessa junta segundo a (Figura 18), digamos, “enfraquecida” (“a corrente rompe no elo mais fraco”). Tais conformações delimitam verdadeiras placas de concreto, e a estrutura de pavimento estará bastante condicionada a essa condição geometricamente para apresentar suas respostas às cargas impostas ao pavimento. (BALBO, 2009).

Figura 18 – Estrutura de pavimento de concreto simples



Fonte: Balbo (2009).

No Brasil Este sistema é amplamente utilizado, com obras já executadas e projetos para futuras execuções 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).

6.8.2 Pavimento com armadura para controlar a fissuração

As placas de concreto possuem malhas de aço posicionadas acima do plano médio da seção, normalmente 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).

6.8.3 Pavimento de concreto armado

Já as placas de concreto armado 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 consequentemente o custo de manutenção desses tipos de peças (OLIVEIRA, 2000) (Figura 19).

Figura 19 Detalhe das armaduras dos pavimentos



Fonte: Alemdainercia (2018).

6.8.4 Pavimento de concreto com adição de fibras

Conforme Braga, Rocha e Sá (2009), as fibras sejam elas sintéticas ou metálicas, 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 20 e 21), respectivamente.

Figura 20 – Vista das fibras metálicas utilizadas em concreto



Fonte: Tamaki (2011)

Figura 21 - Fibras sintéticas de polipropileno para uso no concreto



Fonte: Figueiredo, Tanesi e Nince (2002)

6.8.5 Pavimento de concreto protendido

Com esse sistema construtivo, o pavimento em comparação aos outros tipos de pavimentos, 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. (BALBO, 2009).

As juntas de concretagem parte de onde surgem as patologias, 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. (BALBO, 2009)

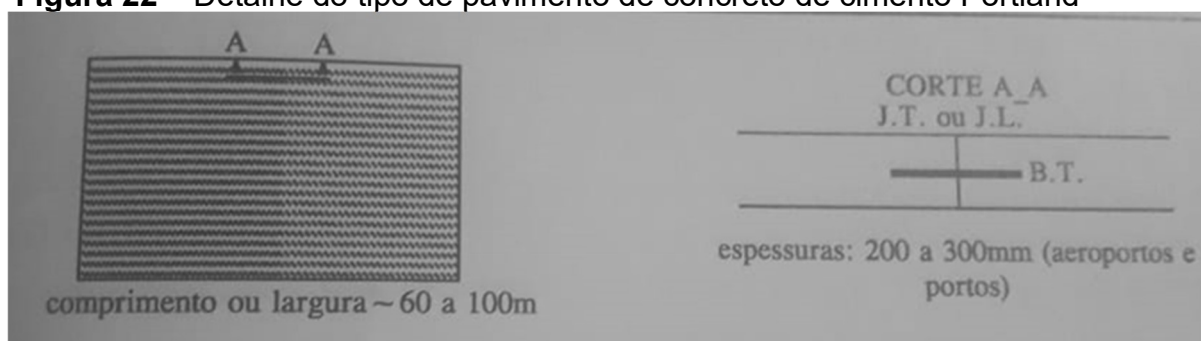
Conforme Venturini (2012), a empresa Fernandes Engenharia executou uma placa com 7488 m² para o centro de distribuição de uma empresa, na cidade de Cabreúva, São Paulo. Com isso quebrou o recorde mundial para uma única placa sem juntas. O consumo de concreto ultrapassou os 1000 m³.

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

Caso ocorram fissuras devido a um excessivo carregamento, essas fissuras podem ser fechadas 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).

Balbo (2005), diz que esse sistema é formado por placas de concreto com cabos de protensão, resultando na possibilidade de diminuição expressiva na espessura das placas, além do controle da fissuração do CCP, o que permite a execução de grandes placas esbeltas de concreto mesmo para cargas de grande magnitude como visto na Figura 22. O concreto deverá, nesses casos, possuir alta resistência à compressão (no mínimo 35 MPa), para suportar os esforços de protensão e as cordoalhas são dimensionadas para suportar não só os esforços de compressão durante a protensão, como também aqueles ocasionados pelas cargas de veículos.

Figura 22 – Detalhe do tipo de pavimento de concreto de cimento Portland



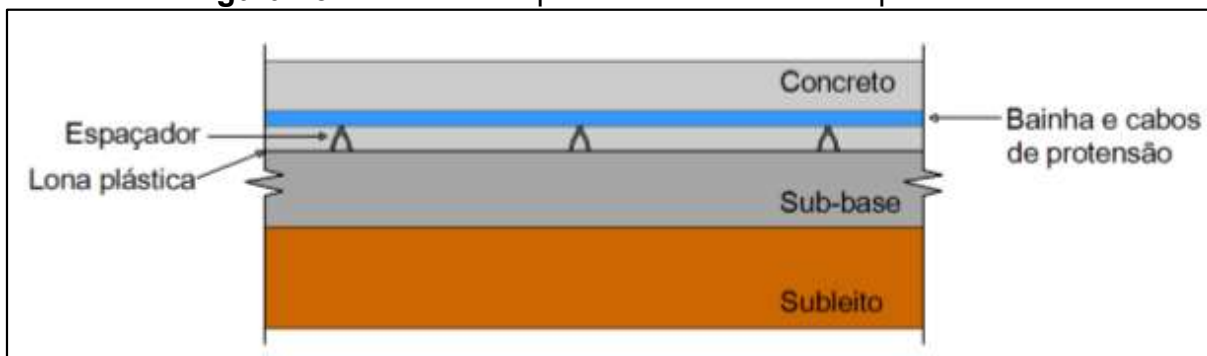
Fonte: Balbo (2005).

6.8.5.1 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 esquematizada na

Figura 23, se constituindo de 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. (SANTOS, 2015).

Figura 23 - Vista de um pavimento em concreto protendido



Fonte: Santos (2015).

Segundo Santos (2015), para se executar um pavimento de concreto protendido é necessário fazer um estudo das camadas do solo local, a fim de avaliar as características e as propriedades mecânicas. Com esses dados obtidos, 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-se 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 3 a 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. (RODRIGUES, 2006) (Tabelas 3 a 6).

Tabela 3 - Coeficiente k

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

Fonte: Rodrigues e Pitta (1997).

Tabela 4 - Coeficiente k

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

Fonte: Rodrigues e Pitta (1997).

Tabela 5 - Coeficiente k

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

Fonte: Rodrigues e Pitta (1997).

Tabela 6 - Coeficiente k

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

Fonte: Rodrigues e Pitta (1997).

Para que a protensão atinja toda a extensão da placa, é necessário que o atrito com a sub-base seja o menor possível. Para obter 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 24. Desta maneira, é permitido 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, formando uma barreira dificultando a ascensão de umidade do solo à superfície do piso. (SENEFONTE, 2007).

Figura 24 – Detalhe da preparação das armaduras ativas sobre a camada de deslizamento



Fonte: Fernandes engenharia (2018).

6.8.5.2 Aspectos construtivos do pavimento protendido

À 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 6.8.5.1.

- Montagem das fôrmas

Segundo Santos (2015), 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 nas Figuras 24 e 25. As fôrmas devem ter aberturas na face inferior para a passagem das cordoalhas respeitando a altura do cobrimento detalhada nos cálculos. Normalmente, são de madeira, por causa da praticidade nos furos, os quais variam de projeto para projeto, devido à mudança da distância entre cabos.

- Armação das placas

Santos (2015), diz que a armadura ativa é composta por cabos de aço, podendo ser aderentes ou não, 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.

Segundo Santos (2015), nas bordas, a armadura ativa deve transpassar as formas de madeira, que servirão de fixação, também é feita a armadura passiva de fretagem e o reforço de borda, logo após os cabos são submetidos a protensão. Logo após são colocadas as ancoragens 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 sofre 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, e um concreto com uma alta resistência.

Na (Figura 25), 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. (SANTOS, 2015).

Figura 25 – Detalhamento das armaduras de reforço de borda e fretagem



Fonte: Santos (2015).

- Lançamento do concreto

De acordo com Santos (2015), o lançamento deve ser feito com o auxílio de um caminhão equipado com bomba de concreto e realizado de forma contínua até completar toda a placa, conforme mostra a Figura 26. 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 26 – Vista do lançamento do caminhão bomba espalhando o concreto



Fonte: Santos (2015).

- Adensamento e nivelamento

Santos (2015), disse que para o adensamento e o nivelamento do concreto pode ser utilizada uma plataforma laser screed (Figura 27) 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.

- Acabamento superficial

Santos (2015), afirmou que a finalização vem com o acabamento, e 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 28).

Figura 27 - Detalhe do adensamento e nivelamento do concreto por meio de plataforma laser screed



Fonte: Santos (2015).

Figura 28 – Vista do acabamento superficial em pavimento



Fonte: Santos (2015).

- Protensão

A protensão deve-se ser realizada o quanto antes 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. 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. (SANTOS, 2015) (Figura 29).

Figura 29 – Detalhamento do macaco hidráulico sendo posicionado para começar a protensão



Fonte: Santos (2015).

6.8.6 Pavimento de concreto protendido pré-moldado

Nesse sistema construtivo 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, 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, 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.

6.9 PROPRIEDADES DOS CONCRETOS PARA PAVIMENTAÇÃO

6.9.1 Exigências gerais para os concretos de pavimentação

6.9.1.1 Resistências (tração e compressão)

Segundo Balbo (2005), não se pode estabelecer regras sobre padrões de concretos e padrões de cura e ganho de resistência, uma vez que, para cada obra, trata-se de uma decisão que recai sobre o projetista (avaliando condições locais e climáticas). Pode-se afirmar que o engessamento de características de projeto para a dosagem do CCP baseadas em resistências aos 28 dias, na atualidade, pode tratar-se de retrocesso para o emprego dos pavimentos de CCP como solução, em especial para vias com muito conflito de tráfego.

Balbo (2005), diz que diante das novas tecnologias disponíveis para o CCP, que evoluíram nas últimas décadas, recomenda-se ao projetista elaborar um plano de execução da obra condizente com as necessidades locais, por exemplo, de rápida liberação ao tráfego da via. Assim, é melhor não impor didaticamente regras rígidas sobre a resistência de projeto. Sobre os tipos de concreto empregáveis nos pavimentos, bem como sobre características médias tradicionalmente adotadas em obras no Brasil. Na Tabela 7 são apresentadas informações preliminares, de maneira a situar e enquadrar tais exigências comuns, porém não universais. Observe-se que tais concretos se diferenciam às vezes bastante dos concretos ditos estruturais.

6.9.1.2 Resistência a fadiga

De acordo com Balbo (2005), os pavimentos estão sujeitos esforços e carregamentos dinâmicos e cíclicos ao longo de sua vida de serviço; por isso, não é trivial sua análise estrutural, mais especificamente do CCP que o compõe, em termos de fissuração e degradação. O processo de fraturas é inerente aos pavimentos de CCP, mas com maior ênfase são estudados os casos nos quais o CCP é o responsável pelo combate às tensões de tração impostas na própria camada de concreto. Portanto, os pavimentos do tipo pavimento de concreto simples (PCS), Whitetopping (WT), Whitetopping ultradelgado (WTUD) e Pavimento de concreto com

armadura contínua (PCAC), são prioritários do ponto de vista de análise da fratura do CCP sob cargas repetitivas.

De acordo com Balbo (2005), a fadiga é um fenômeno que ocorre nos pavimentos, ao qual os materiais de pavimentação estão sujeitos, em especial aqueles com ligantes hidráulicos ou betuminosos. Trata-se de um processo no qual os campos de tensões, em regiões de concentração de deformações, acabam por causar rupturas na estrutura interna do material. Tais microfissuras, geradas ou pré-existent em decorrência de processos de retração e dissecação internos no CCP, tendem a aumentar, devido a uma nova e crescente concentração de deformações na área fissurada, até o ponto que a propagação da fissura causando o surgimento de uma ou mais faces de fratura no material.

Tabela 7 - padrões comuns para concretos empregados em pavimentação

Tipo de pavimento	Resposta estrutural do pavimento	Tipo de CCP empregado	Resistências típicas (MPa)	Observações pertinentes
PCS e WT	Tração na flexão (estádio I)	CV	$f_{ct,f} = 3,8 \text{ a } 5,1$	se WT, liberação rápida desejável
		CCR*	$f_{ct,f} = 2,5 \text{ a } 4,5$	difícil colocação de BT; vias de baixa velocidade
PCA e PCPM	Tração na flexão (limite Estádios I e II)	CV	$f_{ck} = 25 \text{ a } 30$	resistência aos esforços horizontais cabe às armaduras
PCAC	Tração na flexão (Estádio I)	CV	$f_{ct,f} = 3,8 \text{ a } 5,1$	sistema não introduzido no país
PBC	Compressão vertical (Estádio I)	CCP prensável seco ou CV	$f_{ck} \geq 35$	vias com veículos de linha (NBR 9781)
			$f_{ck} \geq 50$	vias com veículos especiais (NBR 9781)
PCPRO	Compressão e tração na flexão (normais) (limite Estádios I e II)	CV	$f_{ck} \geq 30$	esforços de tração onerados ao aço (cordoalha)
WTUD	Tração na flexão e punção (Estádio I)	CAD	$f_{ct,f} \geq 5,5$	liberação rápida indispensável

Fonte: Balbo (2005).

Legenda: CV = convencional em pavimentação que não se trata de CAD;

* opção mais resistente possíveis.

Ainda segundo Balbo (2005), tal fenômeno, como automaticamente se imaginaria, tende a ser mais rigoroso em materiais com estruturas heterogêneas, decorrente de sua própria natureza ou de seu processo de fabricação. Tais processos de danificação precisam ser considerados no dimensionamento das estruturas de pavimento sujeitas a tais ocorrências, o que gera a necessidade de busca e modelagem dessa propriedade do concreto endurecido. Felizmente, já existem

modelos de campo e laboratório desenvolvidos no Brasil, os quais, todavia, não se tratam de modelos gerais e aplicáveis em qualquer situação de obra. Apesar disso, na ausência de maiores informações em obras de menor responsabilidade, tais modelos poderão vir a ser empregados com inúmeras vantagens sobre quaisquer outros modelos de previsão de fadiga de concretos desenvolvidos no exterior.

6.9.1.2.1 Concretos de alto desempenho (CAD)

Dos modelos de previsão de fadiga para CAD dois já foram estudados no país, para concretos muito semelhantes, cujo traço é apresentado na Tabela 8, ao lado do traço de um concreto convencional (CV) para PCS, também já avaliado quanto a sua resistência a fadiga. No que tange ao CAD, por meio de monitoração do surgimento de fissuras em pista experimental com emprego de WTUD, foi possível a determinação do seguinte modelo de fadiga (BALBO, 2005):

$$N = 29,745 \times \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^{3,338} \quad (\text{Equação 1})$$

Aonde N é o número de repetições de carga à fadiga obtido para uma perspectiva de 10% de placas fissuradas em pista (liminar adotada como crítico), $f_{ct,f}$ a resistência estática à tração na flexão do concreto, e σ a tensão de tração na flexão máxima ocorrida para cada carga considerada. Assim, trata-se de um modelo que retrata as condições de campo, fruto da observação do comportamento dos pavimentos analisados. (BALBO, 2005).

Tabela 8 - Traços de concretos nacionais alvos de estudos em relação à fadiga

Materiais ou propriedades	Concreto convencional (CV)	Concreto de alto desempenho (CAD)
Cimento (kg/m³)	328	440
Tipo de cimento	(CP-II-E-40)	(CP-V-ARI-RS)
Sílica Ativa (kg/m³)	-	44
Areia (kg/m³)	691	493
Brita 1 (kg/m³)	483	1194
Brita 2 (kg/m³)	724	-
Relação a/c	0,553	0,365
Plastificante (l/m³)	1,148	1,65
Superplastificante (l/m³)	-	3,846
Ar incorporado (%)	2,6	≤ 5,0
Abatimento (mm)	65	70 ± 10
Resistência à tração na flexão aos 28 dias (MPa)	4,8	-
Resistência à tração na flexão aos 28 dias (MPa)	4,9	5,7 a 6,1

Fonte: Adaptado de BALBO (2005).

Experimentos laboratoriais posteriores, em larga escala, empregando o mesmo CAD, levaram à descrição do seguinte modelo experimental (CERVO, 2004):

$$\log N = 14,13 - 12,41 \left(\frac{\sigma_{max}}{f_{ct,f}} \right) \quad (\text{Equação 2})$$

Tal modelo foi diretamente relacionado com o modelo anterior, permitindo-se estabelecer a seguinte relação entre N obtido em laboratório e N esperado em campo (CERVO, 2004):

$$N_{campo} = \left(\frac{1}{RT} \right)^{-4,20231} \quad (\text{Equação 3})$$

Nesse exemplo que podemos tomar como modelo, RT é a relação entre a tensão imposta e a resistência do concreto. O fator de calibração acima apresentado é fundamental, pois, em laboratório, devido a diversos aspectos em especial a frequência de aplicação de cargas, torna-se, na prática, impossibilitado de representar o fenômeno de fadiga na forma sob a qual ocorre em pista, consideradas todas as condições de contorno. Aconselha-se, portanto, na ausência de informações específicas sobre esse fato para um dado de concreto, o emprego da expressão acima, pois os ensaios de fadiga com concretos em laboratórios tendem a ser bastantes otimistas (quando conduzido com frequência superior a 5 Hz). (CERVO, 2004).

6.9.1.2.2 Concretos convencionais de pavimentação (CV)

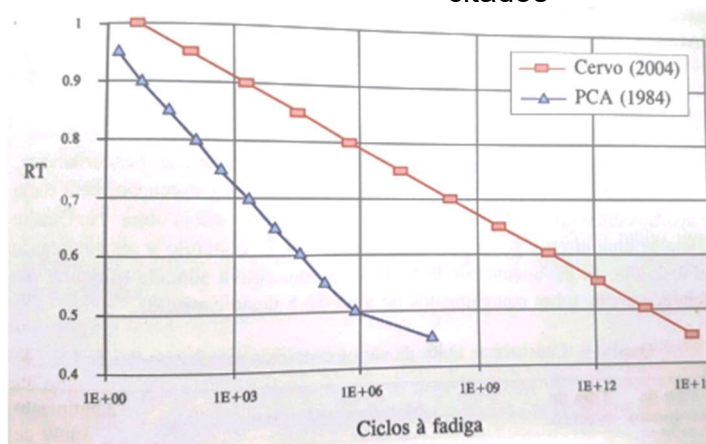
Em Cervo (2004), também foi apresentado os estudos experimentais sobre a resistência de concreto convencional (Tabela 8), em condições seca a saturada, propondo, respectivamente, os modelos abaixo representados:

$$\log N = 25,858 - 25,142 \left(\frac{\sigma_{max}}{f_{ct,f}} \right) (\text{seco}) \quad (\text{Equação 4})$$

$$\log N = 14,408 - 12,102 \left(\frac{\sigma_{max}}{f_{ct,f}} \right) (\text{saturado}) \quad (\text{Equação 5})$$

No (Gráfico 1), é apresentado uma comparação gráfica entre o modelo para concreto convencional seco acima descrito com aquele preconizado no método de projeto de PSC da PORTLAND CEMENT ASSOCIATION do ano de 1984, de onde se extrai um grande conservadorismo deste último, mesmo quando comparado ao modelo nacional para concreto seco com aplicação da equação de calibração laboratório-campo já mencionado. Por razão, dá-se sempre preferência para emprego de modelos calibrados com materiais nacionais no lugar de modelos importados. É, inclusive, recomendável, para toda a obra de pavimentação de grande porte, o estudo prévio da resistência à fadiga do concreto a ser empregado. (CERVO, 2004).

Gráfico 1 – Resultado de ensaios de resistência a fadiga dos modelos citados



Fonte: Balbo (2005).

6.9.1.2.3 Concreto compactado com rolo (CCR)

Para os exemplos do CCR típico de pavimentação, também existem disponíveis modelos de previsão de fadiga desenvolvidos no Brasil, que assumem as seguintes formas para diferentes consumos de cimento CP-II-E-32 (TRICHÊS, 1993):

$$\log N = 14,911 - 15,074 \times RT \quad (120\text{Kg/m}^3) \quad (\text{Equação 6})$$

$$\log N = 14,310 - 13,518 \times RT \quad (200\text{Kg/m}^3) \quad (\text{Equação 7})$$

$$\log N = 14,704 - 13,722 \times RT \quad (280\text{Kg/m}^3) \quad (\text{Equação 8})$$

Onde RT é a relação entre a tensão imposta e a resistência do concreto.

Também vale salientar que das expressões acima, a primeira é aplicável para bases de pavimentos de concreto; as demais, considerados os consumos de cimento envolvidos, podem ser tomadas para os casos em que o CCR é empregado como camada de revestimento do pavimento. (TRICHÊS, 1993).

6.9.1.2.4 Brita graduada tratada com cimento (BGTC)

A BGTC é um material, por sua vez, aplicável apenas em bases de pavimentos. Para consumo de cimento de 4% em peso (CP-II-E-32), distribuição granulométrica conforme a faixa B da NBR 12262: 2013, compactação na energia modificada e teor de umidade de moldagem de 1,5% inferior à umidade ótima, para pedra britada proveniente, em todas suas frações granulométricas, de granito, BALBO (1993) propôs o seguinte modelo de resistência à fadiga (TRICHÊS, 1993):

$$\log N = 17,137 - 19,6082 \times RT \quad (\text{Equação 9})$$

6.9.1.3 Trabalhabilidade e plasticidade

Conforme Balbo (2005), um concreto para pavimentação deverá apresentar consistência, primariamente, em função do processo construtivo a ser adotado para sua execução, bem como de acordo com o tipo de concreto de revestimento que se deseja obter. Na (Tabela 9), tem-se uma diretriz geral quanto à consistência do concreto a ser empregado em dado tipo de pavimento conforme técnica construtiva adotada (procurar por esclarecimento sobre equipamentos no item 6.10 deste capítulo).

Balbo (2005), lembra que não é incomum o emprego de fibras, de aço, polipropileno ou outros materiais, por razões de alteração nas propriedades reológicas, seja do concreto fresco (controle de fissuração plástica, por exemplo), seja do concreto endurecido (aumento de tenacidade para pisos sujeitos a vibrações ou impactos).

Esses materiais que entram como elementos adicionais para a formação do compósito em geral causam, em função de seu teor na mistura, alterações na

trabalhabilidade do material (no Quadro 6 não foram previstos valores para essas circunstâncias específicas) (BALBO, 2005).

Tabela 9 – Consistência típica de vários concretos para pavimentação

Tipo de pavimento	Tipo de concreto	Método construtivo	Abatimento (mm)
PCS WT	CV	Formas trilho	60 a 90
		Régua vibratória e formas laterais desmontáveis	60 a 90
		Formas deslizantes	0 a 40
		<i>Laser screed</i>	60 a 100
	CCR	Rolo liso	0
PCA	CV *	Régua vibratória e formas laterais	60 a 90
		Formas deslizantes	50 a 70
		<i>Laser screed</i>	60 a 100
PCAC	CV	Formas trilho	60 a 90
		Régua vibratória e formas laterais	60 a 90
		Formas deslizantes	40 a 60
PCPM	CV	Formas metálicas	60 a 100
PBC	CV seco	prensados	0
	CV	Virados ou dormidos	20 a 50
PCPRO	CV	Régua vibratória e formas laterais	60 a 90
WTUD	CAD	Formas deslizantes	20 a 60
		<i>Laser screed</i>	80 a 160
		Formas trilho	60 a 90
		Régua vibratória e formas laterais	80 a 160

Fonte: Balbo (2005).

Segundo Balbo (2005), ainda mais, em muitas das mais recentes obras de pavimentação não foi incomum a implementação de incorporador de ar na mistura, exclusivamente para as razões de melhorias na plasticidade do concreto quando do emprego de pavimentadoras formas deslizantes de grande porte e produção, sem que, no entanto, tivessem sido avaliadas as consequências de tal prática para situações de pavimentos em condições saturadas (devido à maior porosidade).

Observa-se que as propriedades de plasticidade e trabalhabilidade do concreto fresco, em pavimentação, são bastante dependentes desse tipo de equipamento de execução do pavimento, podendo-se tratar de concreto seco ou muito fluido. Além disso, a adição de fibras pode exigir o aumento do abatimento do concreto para adensamento. (BALBO, 2005).

6.9.1.4 Retração no CCP em pavimentos

Conforme Balbo (2005), o sistema de pavimento de concreto moldado in loco necessita de cuidados especiais para à minimização de fenômenos relacionados a retração que ocorrerá no material durante o processo inicial de endurecimento e cura. Há que se observar que a massa de concreto ficará sujeita à exposição às condições climáticas variáveis, o que muito afeta o comportamento do material nas primeiras idades, em especial no que diz respeito à retração.

Segundo Balbo (2005), os concretos moldados in loco, em especial no caso dos pavimentos de concreto simples (que devido à sua concepção estrutural com pouca ou até sem nenhuma armadura de aço, acabam por exigir concretos com elevados consumo de cimento) merecem cuidados especiais, pois as juntas de retração (ou de contração) normalmente são serradas poucas horas após, sua moldagem, exercendo o controle sobre deformação resultantes da contração volumétrica da massa de concreto. As fissuras de retração volumétricas, assim, são induzidas nessas juntas, também denominadas por juntas enfraquecidas; a fissura rompe a espessura do concreto na junta até sua face inferior (base). Erros nos procedimentos de serragem de juntas ou ainda em seu posicionamento em PCS conduzem aos resultados indesejáveis (fissura fora da junta).

Segundo Balbo (2005), nos outros tipos de pavimentos, como aqueles armados, tal fenômeno é controlado pela própria presença de armadura de topo e de fundo. Nos pavimentos com armadura contínua (à meia altura), não há preocupação em serrar juntas (induzindo fissuras espaçadas de 1,5 a 2,5 m), posto que a armadura manterá tais fissuras, que ocorrerão aleatoriamente, com mínima abertura. Em placas pré-moldadas, espera-se que o rigoroso processo de fabricação reverta ao máximo o comportamento retrátil do concreto.

Há ainda outro tipo de retração, pode-se dizer plástica, que normalmente se manifesta em poucas horas após a concretagem em pista, em decorrência da perda de água de exsudação (que aflora durante o desempenamento da superfície) em taxa relativamente elevada. Hoje já existem produtos, como fibras de polipropileno, que tendem a exercer um melhor controle sobre tal fenômeno, embora possam afetar outras características do pavimento (BALBO, 2005).

É necessário saber que as fissuras de retração plásticas, normalmente quando se manifestam, ocorrem na superfície do pavimento em cura e são fissuras que se propagam verticalmente massa baixo, gerando grande inadequação ao produto final (placa) após sua cura, no que tange a suportar as cargas provenientes

do tráfego ou ambientes: além do que, fissura é um local que permite a percolação de água para o interior da estrutura de pavimento, o que não deve ser tolerado a não ser em casos específicos (BALBO, 2005).

6.9.1.5 Segregação e exsudação

O concreto de pavimento moldado in loco ainda necessita de rigor quando à questão é seu acabamento superficial, tende-se incluir sua texturização (o que garante segurança quando à aderência), pois não há nada não radical que se possa fazer para corrigir uma superfície de concreto de pavimento mal-acabado. Nesse caso, os fenômenos de segregação (separação de parte mais grossa daquela mais fina dos agregados) e subsequente exsudação do CCP devem ser rigorosamente controladas (BALBO, 2005).

A segregação pode ocorrer em várias etapas da execução da obra: no carregamento da caçamba do caminhão, durante o transporte, durante o lançamento do CCP em pista e mesmo durante seu adensamento com equipamentos vibradores. Logo isso se torna mais crítico, certamente, quando o transporte é realizado por meio de caminhões basculantes, pois, no caso das betoneiras, o material é constantemente misturado até lançamento. Assim, cuidados com a segregação devem ser tomados em obras com logística de execução que exija transporte por meio de basculantes, a grande distância entre a usina dosadora-misturadora e pista (BALBO, 2005).

A decantação do material mais grosso resulta na afluência de maior quantidade de pasta de cimento para a superfície do CCP em pista, o que, após desempenamento, poderá resultar na exsudação, ou seja, afluência de nata de cimento na superfície. Com isso se implica vários fatores negativos (inclusive em retração plástica) (BALBO, 2005).

Um possível resultado negativo é que as ranhuras resultantes da texturização se tornam mais frágeis, o que resulta em um desgaste do material de modo prematuro (por usura). Como as zonas com exsudação na superfície são fracas, geralmente resultam em lamelas por ação do tráfego, sem dizer que superfícies mais lisas fatalmente oferecem menor aderência aos pneumáticos de veículos, portanto, menos segurança quanto à derrapagem. Enfatizando os problemas, tal fragilidade poderá resultar na formação de lamelas nas bordas das juntas no momento da serragem e futuramente, por ação do tráfego. Tratam-se, portanto, segregação e exsudação, de

dois fenômenos que merecem estrito controle durante a execução da obra (BALBO, 2005).

6.9.2 Procedimento da dosagem e controle tecnológico

Em Balbo (2005), cada CCP deve ser minuciosamente dosado para atingir trabalhabilidade necessária a seu processo de produção e resistência conforme especificação de projeto de execução do pavimento de concreto. A consistência será seca (produção de blocos prensados, CCR) ou fluida (WTUD executado com formas laterais e régua vibratória). A resistência a ser atingida será verificada por meio de ensaios de compressão (blocos, PCA, PCPM, PCPRO) ou à tração na flexão (PCS, WT, PCAC, WTUD).

Independentemente de quais sejam os objetivos, as técnicas experimentais de dosagem devem ser preferidas em relação ao emprego de critérios empíricos ou repetição de traços empregados anteriormente. São expostos os critérios de dosagem para a seleção da mistura adequada dos materiais constituintes do concreto, que se aplicam também ao caso dos CCP para pavimentos. No tocante aos testes à serem realizados, basta recordar a necessidade de fixação da consistência do material a priori, o que se faz pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, variável em função dos tipos de CCP e seus processos de produção em pista ou por pré-fabricação, tendo-se como referência os valores da tabela 9 (que não são universais). Quando aos ensaios de resistência, deverão ser seguidos os critérios indicados na tabela 10 (BALBO, 2005).

Tabela 10 – Ensaio de resistência para concretos de pavimentação

Tipo de pavimento	Tipo de ensaio	Procedimentos
PCS, WT, PCCA e WTUD	Tração na flexão (dois cutelos)	MB 3483; NBR 5738
PCS, PCPM e PCPRO	Compressão simples (uniaxial)	NBR 5739
PBC	Compressão	NBR 9780; NBR 9781

Fonte: Adaptado de BALBO (2005).

Alguns aspectos relacionados à dosagem (e controle tecnológico) podem ser melhor especificados, conforme enumerados a seguir.

- a) A NBR 5738: 2015; que trata das dimensões dos corpos de provas e de sua cura, poderá ser alterada futuramente quanto aos seguintes

aspectos: a.1) evitar a medida da resistência de concretos em condições saturada, pelas razões expostas no item 3.3; a.2) permitir o emprego de corpos-de-prova prismático com dimensões 100 x 100 x 400 mm, ou ainda inferiores (de acordo com o diâmetro máximo do agregado), que, conforme investigado por Balbo et al. (2003); Cervo et al. (2004), resultam, em valores de resistência estaticamente equivalentes a corpos-de-prova com dimensões 150 x 150 x 500 mm, com várias vantagens quanto ao ensaio propriamente dito.

- b) Para o caso dos concretos secos, compactados com rolos lisos e vibratórios, bem como por meio de prensagem industrial (blocos), a dosagem, quanto à determinação de massa específica aparente máxima e umidade ótima de compactação, deverá seguir a norma NBR 12023: 2013, para compactação.
- c) Para os casos de PCS, WT, PCAC e WTUD, não se recomenda, em caso algum, o emprego de ensaios de compressão simples para o controle tecnológicos; ao contrário deverá sempre ser empregado o ensaio à tração na flexão. Todavia, a moldagem de corpos-de-prova cilíndricos e seu controle de resistência em idades mais jovens que aquela prescrita como idade da resistência de projeto ou de dosagem poderão ser úteis para uma calibração entre ambos os tipos de resistência a priori, sendo o ensaio de compressão empregado como meio de verificação do ganho de resistência do concreto moldado em pista, Porém, não servem tais controles para aceitação final do material.
- d) A NBR 9780: 1987, especifica como resistência mínima em compressão o valor de 35 MPa para os blocos de concreto pré-moldados. Considera-se, contudo, premente a necessidade de uma avaliação de tal limitação para os casos de pavimentos ou calçamentos que não estarão sujeitos ao tráfego de veículos, nem mesmo de passeio, quando a resistência poderia eventualmente ser reduzida para 25 MPa, garantindo padrões de durabilidade do material quanto ao aspecto de abrasão e as ações de natureza química. Além disso, há necessidade de avaliação da aplicabilidade de blocos de 40 e 50 mm de espessura nesses casos.

6.9.3 Condições de cura

Segundo Balbo (2005), as condições que ocorrem a cura são importantes tanto do ponto de vista da dosagem do CCP, quanto de controle tecnológico. Tendo em vista os casos de concretos, cuja resistência especificada em projeto é aquela à tração na flexão (PCS, WT, PCAC e WTUD), existem alguns cuidados a serem tomados com relação ao emprego das normas vigentes, pois foram concebidas em função, principalmente, de medidas de resistência à compressão de concretos em geral. Com a introdução dos CAD em obras de pavimentação, há necessidades de uma complementação da perspectiva atualmente vigente.

Cervo e Balbo (2004), estudaram concretos convencionais e CAD para pavimentos, observaram que, mantendo os corpo-de-prova em condições saturadas, ou seja, mantendo imersos em tanque d'água ou em câmara úmida até o momento de ruptura, os resultados de resistência à tração na flexão do CAD eram bastantes diferentes comparados ao mesmo CAD seco após período de imersão, conforme se observa por meio dos valores médios indicados na Tabela 11. De tais resultados, pode-se concluir que:

- a) A resistência do CV não foi afetada pela saturação do material, após longo prazo de cura (casos 1 e 3); quanto ao CAD, observou-se ganho de resistência com a saturação, mesmo a longo prazo (casos 16 e 17), o que é confirmado pelo caso 18;
- b) A saturação do material afeta a resistência do CAD logo as primeiras idades de cura: a resistência é maior quando saturado aos 7 dias (caso 5) se comparada à cura em câmara úmida (casos 6 e 7) e maior ainda quando comparada à cura química (caso 4), tendo-se, nesta última situação, maior representatividade das condições de cura em pista (uso de produto que cria película ou membrana na superfície do concreto, evitando a evaporação d'água);
- c) A resistência do CAD é sempre inferior quando se aplica somente a cura química (casos 4 e 8);

- d) A resistência do CAD aos 28 dias, se mantido saturado (caso 10), é superior a uma situação de umidade controlada até os 7 dias e posterior cura ao ar até os 28 dias (caso 9), esta última, diga-se de passagem, situação mais recomendável em pista (umedecer a superfície de CAD em abundância por sete dias para concretos com cimentos de elevada resistência inicial, inclusive como método de combate à retração);
- e) Os casos 13 e 14 indicam que o uso de PVC para cura de corpos-de-prova faz pouco efeito ao longo prazo quando o material é mantido em câmara úmida até os 28 dias;
- f) Os casos 11 e 12 ressaltam as melhorias obtidas quando a cura é realizada em câmara úmida em relação a cura química;
- g) O caso 15 é indicativo de que, a longo prazo (e, portanto, ao longo da fase de vida de serviço esperada para o pavimento), cura química resulta menos eficiente que as condições de cura úmida aos 7 e aos 28 dias.

Conforme Cervo e Balbo (2004), na prática (de técnicas construtivas) pode se dizer que tanto a resistência de dosagem, quanto a resistência obtida por controle tecnológico para ensaios em tração na flexão para o CAD são bastantes afetados pela condição de imersão (saturação completa do material) e pela condição de impedimento de evaporação da água de amassamento (câmara úmida). Como resultado, encontram-se resistências mais elevadas para concretos submetidos a cura em saturação que aquelas encontradas em corpos-de-prova extraídos de pista, quando insolação, vento, variações térmicas e umidade relativa do ar influenciam sobremaneira a hidratação do cimento em pista.

Segundo Cervo e Balbo (2004), as condições de dosagem e de controle tecnológico das amostras, no caso de CCP moldado em pista para fins de pavimentação, quando o controle se dá por tração na flexão, devem procurar aproximar-se ao máximo das condições de cura em pista. A imersão até a dar de ruptura (de controle) resulta em valores fictícios, devendo ser evitada no caso de emprego de CAD em pavimentos.

Cervo e Balbo (2004), discutiram a razão para os resultados no tocante à influência da saturação do CAD, terem resultado em um ganho de resistência, o que

parece paradoxo. Para o concreto (ver Tabela 9, casos 16, 17 e 18). Observa-se a estrutura porosa mais reduzida (em termos de cadeia e também de dimensões de poros) no CAD, durante um ensaio saturado, a tensão de sucção negativa da água na calota dos poros atua resistindo à parcela do esforço de tração imposto ao concreto. Isso ocasiona o aumento fictício de resistência do material, o que não tem relação com as condições de operação dos pavimentos.

Uma possível solução para o controle tecnológico em pista seria a moldagem de painéis de CCP à margem da vai. Esses painéis seriam curados em condições idênticas ao pavimento para extração posterior de amostras para ensaios com corte por meio de serra de disco (a mesma empregada para o corte de juntas de retração nas placas de concreto) (Tabela 11), (CERVO E BALBO, 2004).

Tabela 11 – Resistência à tração na flexão (Mpa) em função da condição de cura

Tipo de CCP	Caso	Idade (dias)	Condição de cura	f_{ct} (MPa)
CV	1	28 (saturado)	28 dias imerso em tanque	5,0
	2	365 (seco)	28 dias imerso em tanque e mais 337 dias em ambiente de laboratório	5,0
	3	365 (saturado)	28 dias imerso em tanque, 330 dias em ambiente de laboratório e mais 7 dias imerso em tanque	4,7
CAD	4	7 (seco)	7 dias em cura (química) com membrana superficial	5,3
	5	7 (saturado)	7 dias imerso em tanque	6,5
	6	7	7 dias em câmara úmida	5,8
	7	7	7 dias envolto por filme de PVC em câmara úmida	6,0
CAD	8	28	28 dias em cura (química) com membrana superficial	5,7
	9	28 (seco)	7 dias imerso em tanque e 21 dias fora d'água em ambiente de laboratório	6,0
	10	28 (saturado)	28 dias imerso em tanque	7,3
	11	28	28 dias em câmara úmida	7,1
	12	28	28 dias envolto por filme de PVC em câmara úmida	6,7
CAD	13	56	28 dias envolto por filme de PVC em câmara úmida e mais 28 dias envolto em PVC em ambiente de laboratório	5,2
	14	56	28 dias em câmara úmida e mais 28 dias em ambiente de laboratório	5,6
CAD	15	91	91 dias em cura química	5,7
CAD	16	180 (seco)	7 dias envolto por filme de PVC em câmara úmida e 173 dias envolto por filme PVC em ambiente de laboratório	6,0
	17	180 (saturado)	7 dias envolto por filme de PVC em câmara úmida, 166 dias envolto por filme PVC em ambiente de laboratório e mais 7 dias imerso em tanque d'água	7,0
	18	180 (seco-saturado-seco)	7 dias envolto por filme de PVC em câmara úmida, 166 dias envolto por filme PVC em ambiente de laboratório, 7 dias imerso em tanque d'água	6,4

Fonte: Balbo (2005).

Legenda: traços para os concretos CV e CAD de acordo com a tabela 5.

6.9.4 Variação térmicas nos pavimentos de concreto (placas)

Conforme Balbo (2005), de todas as propriedades dos concretos de interesse para pavimentação, a sua baixa condutividade térmica, ou seja, baixa e lenta capacidade de transmitir calor, acaba interferindo em um dos importantes fenômenos geradores de esforços solicitantes em pavimentos cujo revestimento é constituído por

placas de concreto. Durante os horários diurnos, com a elevação da temperatura e radiação solar incidindo diretamente sobre a superfície do concreto, esta tende a dilatar-se. O fundo da placa, que receberá calor lentamente (por condução) das partes mais altas da placa, terá temperatura menor que a superfície e, com isso, expandirá menos. Essa situação gera o empenamento térmico do concreto sob a forma de uma placa (Figura 30).

Esse fenômeno ocorre que, por ação do peso próprio da placa bem como por atrito com a base do pavimento, tal empenamento é restringido, de maneira que surgem tensões de tração na flexão no fundo da placa, que, combinadas às ações do tráfego, geram o estado de tensões total a ser considerado em cálculo. (BALBO, 2005).

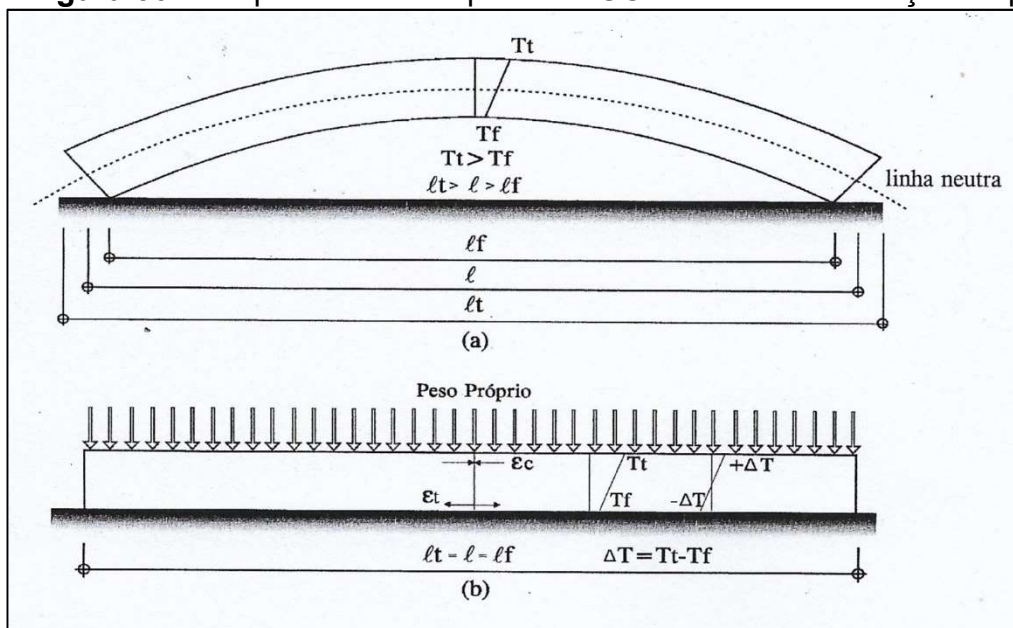
Uma dos dificultadores para projetos no passado era a determinação dos valores dos diferenciais térmicos para análise de tensões. Servi (2002), determinou para as condições tropicais tais diferenciais térmicos diurnos em função de parâmetros climáticos expressos por modelos empíricos conforme apresentando na Tabela 12.

Tabela 12 – Diferenciais térmicos nos concretos para pavimentos (placas)

Estação	Modelo para previsão de temperatura de topo no CCP (T _{TOP})	Modelo para previsão de diferencial térmico ao longo do CCP ($\Delta T+$)
Outono-Inverno	$T_{TOP} = 14,3 + 0,2 \times IH + 0,75 \times TAIR - 0,07 \times MOI$	$\Delta T+ = -6,534 + 0,509 \times T_{TOP} + 0,0013 \times D$
Primavera-Verão	$T_{TOP} = 11,94 + 1,01 \times IH + 0,92 \times TAIR - 0,03 \times MOI$	$\Delta T+ = -18,83 + 0,542 \times T_{TOP} + 0,037 \times D + 4,165 \times BMOI$

Fonte: Balbo (2005).

Legenda: IH = número de horas de radiação solar até o pico de temperatura diária; TAIR = temperatura atmosférica no horário de pico; MOI = umidade relativa do ar no horário de pico; D = espessura do CCP na placa; DMOI = variável dummy para presença de água (=1) ou não (=0) no fundo da placa; concreto experimental empregado em pista com traço idêntico ao CV da tabela5.

Figura 30 – Empenamento da placa de CCP e efeito da restrição do peso

Fonte: Balbo (2005).

Além disso, os estudos apontam grandes diferenças entre parâmetros térmicos nos concretos em climas temperados e aqueles determinados para o clima tropical, como, por exemplo, que os diferenciais térmicos noturnos no Brasil são pequenos e, portanto, negligenciáveis em projetos, sendo maiores os valores durante o dia. Muitas vezes, inclusive, são diferenciais positivos mesmo durante as noites, dependendo da constância de calor na estação climática. (BALBO, 2005).

6.10 EXECUÇÃO E UTILIZAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE CONCRETO

6.10.1 Execução dos pavimentos de concreto

6.10.1.1 Pavimentos moldados in loco

A NBR 7583: 1986, regulamenta a execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico, embora muitos dos pavimentos moldados in loco (PCS, WT, PCA, PCAC e WTUD) também possam, dependendo do caso, serem executados por processos manuais ou combinados. As possibilidades de execução mais gerais são percorridas na sequência. Na (Tabela 13), são apresentadas cenas de obras capazes de ilustrar os vários aspectos construtivos a seguir relacionados.

Tabela 13 - Critérios de ruptura no pavimento de concreto

Critério de danificação	Conceito	Limitações
Fadiga do CCP	Microfissuração progressiva de CCP, aplica-se a bases cimentadas.	Modelos de laboratório que geralmente não representam uma mistura de CCP específica e as condições de pista.
Erosão da base	Contaminação da base granular por bombeamento de finos.	Modelos decorrentes de experimentos em climas temperados durante descongelamento na primavera (não aplicável genericamente).
Escalonamento	Formação de degraus em juntas transversais.	Modelos determinados empiricamente não aplicáveis diretamente no Brasil: são modelos para climas frios.
Afundamento	Cisalhamento e fluência de camadas inferiores aos blocos.	Modelos de natureza empírica, levando em consideração a ruptura de camadas inferiores.
Serventia	Perda de qualidade de rolamento (progressão de irregularidade).	Modelos decorrentes de experimentos em climas temperados (não aplicável genericamente).

Fonte: Adaptado de Balbo (2005).

6.10.1.2 Processo de lançamento e acabamento

De acordo com Balbo (2005), o processo necessita locação de formas laterais, de madeira ou metálicas. O concreto é lançado posteriormente à instalação de todos os dispositivos em aço exigidos para o tipo de pavimento desejado (telas soldadas, barra de transferência de cargas barras de ligação etc.) O concreto é então vibrado, com emprego de agulhas de vibração manuais, ou ainda com emprego de régua vibratória. Este último equipamento trata-se de régua à qual se acopla um motor central (para vibração), cujas extremidades são apoiadas nas formas laterais, que devem ser bem rígidas para suportar as vibrações.

6.10.1.3 Processo de construção com formas-trilho

Trata-se de equipamento que consiste em trem de espalhamento e conjunto de vibradores, com presença ou não de rolos de adensamento (geralmente de movimento lateral), que se deslocam apoiados sobre trilhos ou mesmo formas-trilho. Nesse caso, se o equipamento for de grande produção, a automatização do adensamento do concreto é exigida. Existe, contudo, equipamento sobre trilhos de

pequeno porte, quando a vibração poderá se dar manualmente complementada por rolos transversais. (BALBO, 2005).

6.10.1.4 Processo de construção com formas deslizantes

É considerado o equipamento de maior produção em obra. As pavimentadoras de formas deslizantes foram introduzidas em finais da década de 1950. Tratam-se de máquinas sobre esteira, que são guiadas eletronicamente por meio de linhas-guia implantadas lateralmente em pista antes da concretagem. O CCP, depositado à frente da máquina principal (que poderá ser precedida de uma distribuidora), é adensado por vibração, recebendo conformação na espessura desejada, o que necessita um concreto auto-sustentável, pois as formas laterais caminham com a máquina, restando o CCP conformado na largura e espessura desejadas. (BALBO, 2005).

6.10.1.5 Processo de construção com laser screed

Nesse caso, o equipamento trata-se de uma grande régua vibratória com controle de nivelamento a laser que é empregada no caso de grandes larguras a serem pavimentadas, dispensando o emprego de formas laterais rígidas para apoio do equipamento de vibração; as formas laterais existem apenas para delimitar a área de concretagem. (BALBO, 2005).

Em qualquer dos casos de execução, as tarefas posteriores ao lançamento e adensamento do CCP são o desempenamento da superfície de concreto e sua texturização (criação de ranhuras que oferecerão maior aderência aos pneumáticos dos veículos). (BALBO, 2005).

O corte de juntas (quando aplicável) é realizado no momento em que a superfície oferece condições de receber a carga de uma máquina de corte, que se deslocará sobre a placa. O tempo decorrido entre o lançamento do concreto dependerá muito do tipo de concreto empregado. Para se ter uma referência, em concretos convencionais de pavimentos (ver Tabela 7), sem aditivos retardadores de pega, a serragem se procederá entre 8 a 12 horas. No caso dos CAD, com cimento tipo ARI e eventualmente contendo adições reativas e muito finas, tal prazo poderá ser de menos de 4 horas. (BALBO, 2005).

É importante ressaltar que a serragem de juntas é uma das chaves para um pavimento bem executado, sem fissuras de retração desordenadas. Quando tal corte é realizado de maneira precipitada, estando ainda o concreto imaturo para tal serviço, a máquina de corte poderá provocar afundamento na superfície, esborcinamento (quebra de bordas de juntas) ou ainda escorrimento de nata de cimento. O atraso no corte de juntas, ou ainda sua serragem em profundidade insuficiente (menor que um terço da espessura do CCP), implicará na manifestação de fissuras de retração hidráulicas laterais às juntas, não corrigíveis por meios rudimentares. (BALBO, 2005).

A cura do CCP se faz por meio de medidas protetoras da superfície do pavimento. Em zonas urbanas, aconselha-se o emprego de água adsorvida nos compostos da solução supersaturada de concreto fresco. Tal precedido da aplicação de película ou membrana superficial (cura química) no CCP. (BALBO, 2005).

Já no caso de obras rodoviárias, de longa extensão, quando a cura úmida se torna mais difícil, por uma série de fatores (logísticos, naturais, de custo, de execução), tem-se empregado, com eficiência, a cura por aplicação de película (membrana) de proteção sobre a superfície do concreto. Recomendam-se sempre, testes preliminares com produtos de cura para elencar os materiais mais adequados à cada condição de obra. (BALBO, 2005).

Como a serragem de juntas emprega água sob pressão, é possível que a membrana de cura nas imediações das juntas seja removida durante os serviços de corte; em tal situação, a membrana de cura deverá ser reposta após a serragem da junta na área afetada. (BALBO, 2005).

Os últimos itens de serviço para a complementação das placas de concreto na pista de rolamento são a limpeza das juntas serradas, com jato de ar comprimido, e sua posterior selagem, ou seja, colocação de material que impeça a entrada de detritos ou água pelas juntas serradas. A selagem é realizada pela deposição de material moldável no volume da junta (silicone líquido ou selante asfáltico, por exemplo), ou com emprego de selante pré-moldados (de borracha), ver Figuras da 31 a 37 para ver o detalhamento da confecção dos pavimentos. (BALBO, 2005).

Figura 31 – Detalhe da preparação e transporte do CCP



Fonte: Balbo (2005).

Figura 32 – Vista da preparação das formas laterais, ou preparação de trilhos, ou preparação de linhas-guia



Fonte: Balbo (2005).

Figura 33 – Vista da colocação de BT, BL e armaduras



Fonte: Balbo (2005).

Figura 34 – Vista do lançamento e adensamento do CCP.



Fonte: Balbo (2005).

Figura 35 – Vista do desempenamento e texturização do CCP



Fonte: Balbo (2005).

Figura 36 – Vista da serragem e selagem de juntas



Fonte: Balbo (2005).

Figura 37 – Detalhe de uma fissura de retração induzida na junta serrada



Fonte: Balbo (2005).

6.10.2 Aspectos construtivos

6.10.2.1 Generalidades

Segundo Schmid (2005), as áreas a serem pavimentadas são divididas em faixas de 3 a 7 m de largura, conforme processo de concretagem e de até 150 m de comprimento. Concretam-se sempre faixas inteiras, alternadamente uma sim e uma não, dentro do menor tempo possível, afim de que sejam mantidas condições similares em toda a faixa.

6.10.2.2 Camada de deslizamento

Conforme Schmid (2005), em geral a placa protendida é esbelta e flexível, mas para que a protensão realmente atinja a placa em todo o seu comprimento, é necessário que o atrito com a sub-base seja o menor possível. Para se conseguir esta condição, é necessário acabamento liso da sub-base e para tanto várias soluções podem ser usadas:

Sobre o aterro compactado uma camada de asfalto e sobre o asfalto duas camadas de papel parafinado ou plástico.

Uma camada de areia fina de 2 a 3 cm, coberta por lona plástica ou papel parafinado para impedir a penetração da nata do concreto na areia. Neste caso, o

deslizamento ocorre na camada de areia com um coeficiente de atrito entre 0,5 e 1,0 desde que a areia não seja nem muito fina, nem muito grossa. (SCHMID, 2005).

6.10.2.3 Sub-base e sub-leito

Para Schmid (2005), o sucesso de qualquer pavimento, e em especial do pretendido, depende fundamentalmente do desempenho e uniformidade da sua fundação. Sub-bases com coeficiente de recalque k inferior a 10 kgf/cm^3 não devem ser usadas para suporte do pavimento pretendido.

Talvez seja oportuno lembrar que a sub-base tem por finalidades:

- a. Evitar o fenômeno do bombeamento. Os finos plásticos podem existir no solo da fundação e se manifestar em presença da água em excesso e de cargas pesadas.
- b. Eliminar os efeitos de mudanças volumétricas dos solos do sub-leito.
- c. Criar uniformidade de suporte para o pavimento.

As sub-bases podem ser compostas por materiais naturais ou artificiais, estabilizadas por meio mecânico, ou podem ser tratadas com aditivos (cimento portland, cal, asfalto). Entre as tratadas com cimento, temos o solo-cimento, solo melhorado com cimento, brita graduada tratada com cimento e concreto pobre. É muito usada entre nós a brita graduada (BG) e a brita graduada tratada com cimento (BGTC).

Economicamente, é interessante que a sub-base tenha um k elevado, pois com isto diminui a espessura do pavimento de concreto, camada mais nobre e de maior custo inicial.

A presença do cimento na sub-base aumenta consideravelmente o seu coeficiente de recalque k .

6.10.2.4 Concretagem

Para Schmid (2005), em pisos pequenos, a concretagem pode ser feita com recursos convencionais, jericas e vibradores de imersão. Em pisos de aeroportos e rodovias, os equipamentos podem ir desde a régua vibratória até o trem de concretagem, embora por exemplo no aeroporto de Curitiba, numa área de

aproximadamente 22.000 m² de pátio protendido, se tenha usado com absoluto sucesso apenas uma régua simples.

6.10.2.5 Protensão

Conforme Schmid (2005), a protensão por etapas visa combater o aparecimento das fissuras de retração que ocorrem com muita facilidade em placas esbeltas e longas. A primeira etapa deve ser aplicada poucas horas após a concretagem da faixa (depende do f_{cj}).

Os cabos da direção transversal são colocados primeiro, mas protendidos por último, após a última protensão longitudinal.

6.10.2.6 Juntas

Segundo Schmid (2005), podem ocorrer dois tipos de juntas nas placas de concreto protendido:

- a) as juntas de concretagem entre as faixas de construção;
- b) as juntas de dilatação.

1. Juntas de concretagem

Normalmente são retas ou levam um dente de concreto para melhor transferência da força cortante. A opção pelo dente depende da taxa de protensão transversal que por sua vez define a força cortante que pode ser transferida por atrito entre as faixas.

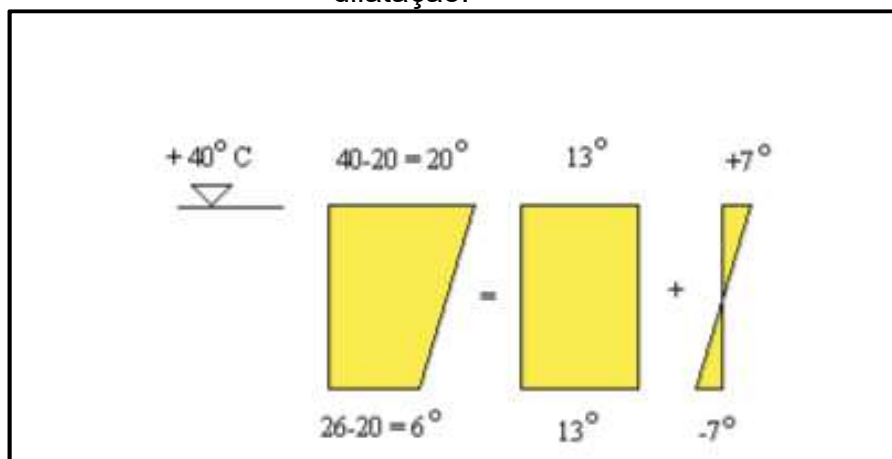
2. Juntas de dilatação

O detalhamento das juntas de dilatação é assunto delicado. O problema que teoricamente é simples pode se tornar na prática o ponto onde começam os defeitos. As poucas juntas de dilatação que existem por exemplo numa pista de pouso de um aeroporto, não podem falhar. Estas juntas, que podem ser metálicas ou de borracha, devem ser projetadas e instaladas em harmonia com o sistema de protensão (Figura 38). No seu projeto, se consideram:

- a) o tamanho da placa;
- b) a temperatura da instalação;
- c) a temperatura máxima que poderá ocorrer na face superior;
- d) a temperatura correspondente na face inferior;

- e) a mínima temperatura na face superior;
- f) a temperatura correspondente na face inferior.

Figura 38 – Detalhamento da consideração da temperatura em juntas de dilatação.



Fonte: Schmid (2005).

Para Schmid (2005), o que dificulta o dimensionamento da junta são, além disso, as deformações irreversíveis do concreto (retração e deformação lenta), normalmente ambas ainda em andamento durante a instalação da junta e que poderão conduzir no inverno a aberturas grandes, mas evidentemente calculáveis.

No caso das rodovias pavimentadas com concreto protendido, é possível otimizar o tamanho das placas de modo a se ter juntas por simples justaposição, enchidas com selante, as juntas de dilatação devem ser mantidas sempre limpas. (SCHMID, 2005).

6.11 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Neste item, são abordados, de modo sucinto conceitos gerais relacionados à análise estrutural dos pavimentos de concreto, tendo em vista a determinação da resistência a tração na flexão do concreto concomitantemente com espessuras das placas e pavimentos em blocos, levando-se em conta critérios de danificação empregados na precisão da vida de serviço dessas estruturas. Não se apresentam guias de dimensionamento, mas, sim, uma orientação geral de métodos a serem empregados, que deverão ser buscados nas referências mencionadas. (SCHMID, 2005; BALBO, 2005).

6.11.1.1 Tipificação dos esforços em pavimentos de concreto

Os esforços solicitantes induzidos nas estruturas dos pavimentos são de duas naturezas: as ações da natureza do tráfego e as ações provenientes do ambiente. Neste último caso, o comportamento das placas de CCP quanto a variações térmicas foi conceituado no item 6.9.4. Quanto às cargas, os efeitos são divididos conforme o tipo de pavimento de concreto, como se discorre, sem procurar ser vasta a apresentação básica dos métodos de dimensionamento. (BALBO, 2005).

Se o pavimento for rígido, isto é, responde mecanicamente aos esforços com ação de placa, quando então as solicitações normais são predominantes, as placas sofrerão ações de tração na flexão. Nesses casos, tem-se que, para todos os tipos de pavimentos de concreto em placas, dever-se-ão determinar os esforços normais com base em teoria adequada (placas medianamente delgadas). (BALBO, 2005).

Sob tais situações, os esforços normais servirão para a determinação da resistência e da espessura do concreto (PCS, WT, PCCA, WTUD) ou ainda da taxa e do tipo de armadura a ser colocada na seção transversal do pavimento (PCA, PCPM e PCPRO). (BALBO, 2005).

Já em pavimentos em blocos (PBC), a natureza dos esforços é diversa: os blocos de concreto, comprimidos pelas cargas circulantes, transmitem pressões verticais para as camadas inferiores, às quais geralmente se imputa a responsabilidade de distribuir pressões sobre o subleito em nível compatível com sua capacidade resistente. Nesse caso, seria mais justo empregar uma teoria de camadas elásticas para a verificação de pressão sobre o solo de fundação do pavimento. Trata-se, portanto, de condições na qual o pavimento de CCP é considerado flexível (a menos que a base fosse executada com algum tipo de concreto, quando então a condição de solicitação normais em placas de CCP passaria a ser dominante para o projeto). De qual quer forma, nos sistemas em blocos, os efeitos de empenamento térmico deixariam de existir. (BALBO, 2005).

6.11.1.2 Teorias para a análise estrutural dos pavimentos de concreto

As teorias mais comuns para o cálculo de esforços nas placas de CCP são aquelas derivadas da teoria clássica de Placas Isótropas. Em geral as placas são apoiadas sobre meio elástico contínuo (subleito), que deve ser parametrizado por

meio de seu módulo de reação (de acordo com hipótese de Winkler para fundação), embora não se trate de uma prioridade intrínseca da fundação. Na (Tabela 14), apresenta-se algumas alternativas de teorias para estudos das placas ou blocos de CCP. (SCHMID, 2005; BALBO, 2005).

Verdadeiramente, dados todos os recursos computacionais hoje disponíveis, a melhor maneira de análise estrutural dos pavimentos de concreto é sua avaliação numérica, quando o campo de tensões devido a carregamentos impostos é detalhadamente definido em todo o domínio do pavimento. O método dos elementos finitos (MEF) permite a imposição de detalhadas condições de contorno existentes nas placas de concreto, como a presença de bases rígidas cimentadas, BT e BL em juntas, diferenciais térmicos, aderência ou não entre base e placa de CCP, dentre outras. (BALBO, 2005).

De qualquer forma, vale à pena lembrar que em estudos recentes, em diversos países, têm demonstrado que os valores de cálculos para tensões no concreto, seja por método analítico (Westergaard, por exemplo), seja por método numérico, são superiores aos valores determinados a partir de deformações medidas em escala real, em placas de concreto submetidas às cargas (BALBO, 2005).

Tabela 14 - Critérios para dimensionamento de pavimentos de concreto

Teoria	Aplicações	Limitações
Westergaard p/ cargas	Placas isoladas, sem barras de transferências, resolvida pelo método da <i>Portland cement Association</i> (PCA, 1996).	Não analisa bases cimentadas; Não analisa temperaturas; Analisa apenas cargas de borda transversal.
Westergaard p/ temperaturas	Empenamento de borda e de centro de placas.	Não analisa não-linearidade do gradiente térmico.
Solicitações Normais (Losberg)	Determinação de taxas de armaduras em pavimentos armados e esforços no aço.	Emprega-se somente para a análise do aço na seção transversal.
USACE	Determinação de espessura total para proteger subleito (contra ruptura por cisalhamento), resolvida pelo método de SOUZA (1981).	Método empírico desenvolvido em clima temperado; Não avalia processos de fadiga em bases cimentadas.

Fonte: Adaptado de Balbo (2005).

6.12 METODOLOGIA DE PROJETO ESTRUTURAL DE UM PAVIMENTO EM CONCRETO PROTENDIDO

Em geral o dimensionamento estrutural do pavimento em concreto protendido deve ser realizado para dois casos-limites, ou seja, para o ponto onde a compressão no concreto será mínima devido às perdas de protensão, o meio da placa ($L/2$), e para o ponto onde a compressão no concreto será máxima, ponto de repouso (x_r). (SANTOS, 2015).

6.12.1 Cálculos de força de protensão inicial

Para esses cálculos trata-se de 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 às tensões de escoamento e ruptura do aço utilizado. (SANTOS, 2015).

6.12.2 Situação no meio da placa

6.12.2.1 Perdas imediatas da força de protensão

Essas perdas são aquelas que acontecem no instante t_0 , logo após a liberação dos macacos hidráulicos e a transferência da força de protensão para o concreto. (SANTOS, 2015).

6.12.2.1.1 *Perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha*

Já as perdas por atrito entre o cabo de protensão e a bainha podem ser calculadas pela equação 10, fornecida pela NBR 6118 (2014):

$$\Delta P_{atr} = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + Kx)}] \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

P_i – força média na armadura de protensão;

x – é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ – é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , expressa em radianos (rad);

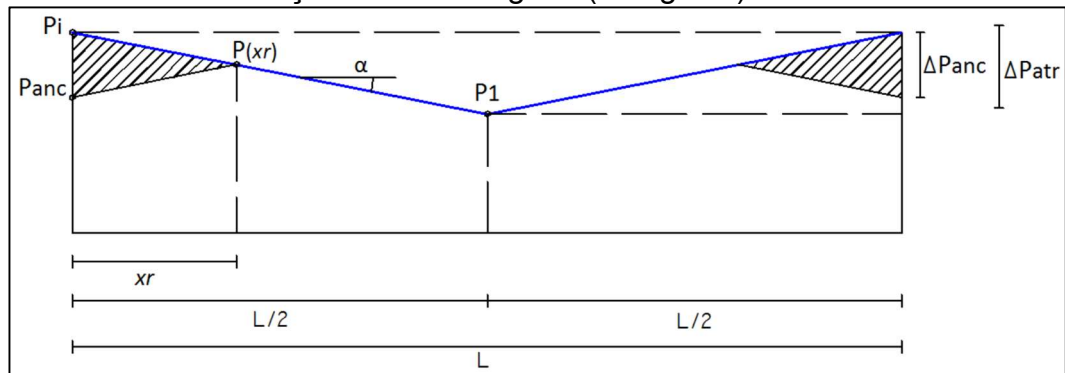
μ – é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valores em 1/radianos);

K – é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01 \mu$ (1/m).

6.12.2.1.2 Perdas por acomodação das ancoragens

Assim que ocorre a retirada dos macacos de protensão ocorre a acomodação das ancoragens. Com isso, o cabo tem um movimento no sentido contrário ao da protensão, então acontece uma diminuição na força de protensão até o ponto de repouso (x_r). Para determinar a posição deste ponto, podemos usar a seguinte relação, conforme a Figura 39. (SANTOS, 2015).

Figura 39 – Detalhe da perda de protensão devido ao atrito (linha azul) e acomodação das ancoragens (triângulos)



Fonte: Santos (2015).

$$E_p \times A_p \times \delta = \text{Área do triângulo}$$

(Equação 11)

Onde:

E_p - Módulo de elasticidade do aço;

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

δ - Retorno do cabo por acomodação da ancoragem.

Já na (Equação 11), o valor de δ é correspondente ao retorno dos cabos devido à acomodação das ancoragens. Deve ser retirado do catálogo do fabricante dos equipamentos. Através da análise da Figura 39, é possível trabalhar a (Equação 12) deixando explícito o valor de x_r . (Equação 12). (SANTOS, 2015).

$$x_r = \sqrt{\frac{E_p \times A_p \times \delta \times L}{2 \times \Delta P_{atr}}} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

E_p - Módulo de elasticidade do aço;

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

δ - Retorno do cabo por acomodação da ancoragem;

L - Comprimento do cabo;

ΔP_{atr} - Perda de protensão por atrito entre o cabo e a bainha.

Como normalmente um pavimento em concreto protendido possui um comprimento grande, 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 13. (SANTOS, 2015).

$$\Delta P_{anc,x} = 2 \times [P_i - P(x_r)] \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

$P(x_r)$ - força de protensão no ponto de repouso;

P_i - força de protensão inicial;

$\Delta P_{anc,x}$ - Perda de protensão por acomodação das ancoragens.

6.12.2.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto

Na protensão com aderência posterior, quando um cabo do pavimento é tracionado, ocorre uma de formação 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. O valor médio é dado pela (Equação 14). (SANTOS, 2015).

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_p \times (\sigma_{c,p0g}) \times (n-1)}{2 \times n} \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

σ_p – Tensão na armadura ativa;

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

n - Número de grupos de cabo.

Onde: $\sigma_{c,p0g}$ é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura ativa, devido à protensão simultânea de n cabos e a carga permanente (peso próprio) (Equação 15).

$$\sigma_{c,p0g} = -P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{ep^2}{I_c} \right) \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

P_0 - força de protensão após as perdas imediatas;

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

I_c – momento central de inércia na seção do concreto;

A_c – área da seção transversal do concreto;

e_p – excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto.

6.12.2.2 Perdas progressivas da força de protensão

Além das perdas imediatas, também ocorrem perdas de protensão ao longo do tempo. As causas são: retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão. Conforme a NBR 6118: 2014; as perdas progressivas de protensão devem

ser calculadas de acordo com equação 16. Sendo que as Equações de 17 a 20 fornecem parâmetros. (SANTOS, 2015).

$$\Delta\sigma_{cp}(t, t_0) = \frac{-\varepsilon(t, t_0) E_p - \alpha_p \sigma_{cp}(t, t_0) \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} X(t, t_0)}{X_p + X_c \times \alpha_p \times \eta_{pp}} \quad (\text{Equação 16})$$

$$X(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] \quad (\text{Equação 17})$$

$$X_c = 1 + 0,5 \varphi(t, t_0) \quad (\text{Equação 18})$$

$$X_p = 1 + X(t, t_0) \quad (\text{Equação 19})$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (\text{Equação 20})$$

Onde:

$X(t, t_0)$ – é o coeficiente de fluência do aço;

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

$\varphi(t, t_0)$ – é o coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicada no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{cp0}$ – é a tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for tração;

$\varepsilon(t, t_0)$ – é a retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;

$\Psi(t, t_0)$ – é o coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{cp}(t, t_0)$ – é a variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre t_0 e t ;

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ – é a variação da tensão do aço de protensão entre t_0 e t ;

A_c – área da seção transversal do concreto;

e_p – excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto.

6.12.3 Situação no ponto de repouso

Seguindo a sequência de cálculo é a mesma utilizada no meio da placa. Porém no cálculo das perdas por atrito, é preciso usar o valor de x_r . (SANTOS, 2015).

6.12.4 Cálculo do alongamento dos cabos

Ainda segundo Santos (2015), durante a execução da protensão, os cabos sofrem um alongamento, o qual é função da força de tração e do módulo de elasticidade. O valor desse alongamento é uma medida importante na execução da protensão, pois determina quando a força de tração de projeto foi atingida. Para calcular o alongamento, podemos utilizar a seguinte relação: (Equação 21)

$$E_p \cdot A_p \cdot \Delta L = \text{Área do trapézio até } \frac{L}{2} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde:

E_p - módulo de elasticidade do aço de protensão;

A_p - área de aço de protensão por metro de largura do pavimento;

L – comprimento do cabo de aço.

A área em questão pode ser obtida na Figura 39. Trabalhando a Equação 21 pode-se deixar explícito o valor de ΔL (Equação 22).

$$\Delta L = \frac{(2P_i - \Delta P_{at}) \cdot L}{4 \cdot E_p \cdot A_p} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde:

E_p - módulo de elasticidade do aço de protensão;

A_p - área de aço de protensão por metro de largura do pavimento;

P_i - força de protensão inicial;

L – comprimento do cabo de aço;

ΔP_{at} - Perda de protensão por atrito entre o cabo e a bainha.

6.12.5 Atrito com a sub-base

Como já citado anteriormente 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. A força do atrito é calculada através da Equação 23.

$$Fa1 = \frac{L}{2} \cdot (\gamma \cdot h) \cdot \mu \quad (\text{Equação 23})$$

Onde: F_{a1} é a força de atrito; μ é o coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base; γ é o peso específico do concreto protendido; e h é a espessura do pavimento.

6.12.6 Combinações para o cálculo do momento de fissuração

O momento de fissuração deve ser calculado para duas situações-limite. Nos dois casos são considerados a protensão inicial e as perdas imediatas e progressivas. A diferença é que na Situação A, é levado em conta o gradiente de temperatura e, na Situação B, o atrito com o solo. 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. (SANTOS, 2015).

6.12.7 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. As equações 24 a 28 são usadas 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 (SANTOS, 2015).

$$\xi_r = \frac{1+2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \cdot \rho_p + 2 \cdot \alpha_p \cdot \delta \cdot \rho_p}{2+2 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \cdot \rho_p + 2 \cdot \alpha_p \cdot \rho_p} \quad (\text{Equação 24})$$

$$X_r = \xi_r \times h \quad (\text{Equação 25})$$

$$X_r = \frac{\frac{f_{ct,f}}{E_{cs}}}{(h - x_r)} \quad (\text{Equação 26})$$

$$\begin{aligned} \frac{M_r}{E_{cs} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \chi_r} = & \xi^2 (3 - 2\xi) + (1 - \xi)^2 \cdot (1 + 2\xi) + \\ & + 12 \left[\frac{\sigma_{p\infty}}{f_{ct,f}} + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,p0g}}{f_{ct,f}} \right] \rho_p \left(\delta - \frac{1}{2} \right) (1 - \xi) + \\ & + 12 \alpha_p \cdot \rho_p \cdot (\delta - \xi) \cdot \left(\delta - \frac{1}{2} \right) \end{aligned} \quad (\text{Equação 27})$$

$$\frac{M_r}{\chi_r} = k_I \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot E_{cs} = k_I \cdot I_c \cdot E_{cs} = (EI)_I \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

ξ_r - posição adimensional da linha neutra que corresponde ao momento de fissuração;

h - espessura da placa;

$f_{ct,f}$ - resistência estática à tração na flexão do concreto;

$\sigma_{c,p0g}$ - Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão;

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

E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto;

ρ_p - taxa geométrica da armadura de protensão;

α_p - relação entre E_p e E_{cs} ;

δ - Retorno do cabo por acomodação da ancoragem;

x_r - posição do ponto de repouso;

X_r - curvatura da seção que corresponde ao momento de fissuração M_r ;

- ξ - posição adimensional da linha neutra;
 k_1 - rigidez adimensional no estágio I;
 M_r - momento de rigidez;
 b - raio do círculo equivalente corrigido.

Com a (Equação 24), é obtida a posição da linha neutra, em relação ao limite superior da seção do pavimento. A Equação 26 determina a curvatura da seção que corresponde ao momento de fissuração. A rigidez adimensional é calculada com a Equação 27. O momento de fissuração é obtido com a Equação 28. O detalhamento e as deduções destas equações encontram-se em Santos (2015).

6.12.8 Cálculo do raio de rigidez relativa do pavimento

O raio de rigidez relativa é a relação entre a rigidez da placa e a rigidez do subleito. Ele indica a distância em relação a carga para que aconteça a inversão do momento fletor. Deve ser calculado para as quatro situações descritas no item 6.12.7. (SANTOS, 2015). (Equação 29).

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

(Equação 29)

Onde:

- E_i - módulo de elasticidade do concreto no estágio I;
 h - espessura da placa;
 k - coeficiente de recalque da sub-base;
 ν - Coeficiente de Poisson.

6.12.9 Cálculo do efeito da carga dos veículos

A tensão devido à carga dos veículos é calculada através 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 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 (SANTOS, 2015).

6.12.9.1 Raio do círculo equivalente (a)

Nos cálculos, a área de contato do pneu com o pavimento é levada em consideração sendo 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).

6.12.9.1.1 Situações com um pneu relevante (equação 30).

$$a = \sqrt{\frac{Pd}{\pi p}} \quad (\text{Equação 30})$$

6.12.9.1.2 Situações com dois pneus relevantes (equação 31).

$$a = \sqrt{\frac{0,8521 \cdot Pd}{\pi p} + \frac{Sd}{\pi} \left(\frac{Pd}{0,5227p} \right)^{1/2}} \quad (\text{Equação 31})$$

6.12.9.2 Correção no valor de a (equações 32 e 33)

$$b = a \quad \text{para} \quad a \geq 1,724h \quad (\text{Equação 32})$$

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

(Equação 33)

6.12.9.3 Cálculo das tensões (equação 34 a 36)

$$\sigma_{Pi} = \frac{0,275 P}{h^2} (1 + \nu) \left[\log \left(\frac{E_{cs} \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad (\text{Equação 34})$$

$$\sigma_{Pb} = \frac{0,529 \cdot P \cdot (1 + 0,54 \cdot \nu)}{h^2} \left[\log \left(\frac{E_{cs} \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,71 \right] \quad (\text{Equação 35})$$

$$\sigma_{Pc} = -\frac{3 P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{b}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (\text{Equação 36})$$

6.12.9.4 Momentos devido à carga dos veículos (Equações 37 e 38)

$$M_{Pi} = \sigma_{Pi} \cdot W$$

$$M_{Pb} = \sigma_{Pb} \cdot W$$

$$M_{Pc} = \sigma_{Pc} \cdot W \quad (\text{Equação 37})$$

$$W = \frac{L \cdot h^2}{6} \quad (\text{Equação 38})$$

6.12.10 Efeito do gradiente térmico na placa

A diferença de temperatura entre a face superior e a inferior da placa provoca o surgimento de um gradiente térmico, que tende a causar curvaturas na placa. Porém, o peso próprio provoca o surgimento de momentos que reestabelecem a forma plana e o aparecimento de tensões de flexão. A (Equação 39) foi desenvolvida por Westergaard e permite calcular o momento devido ao gradiente térmico. (SANTOS, 2015).

$$M_{\Delta T} = \frac{E_{cs} \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot \Delta T}{12 \cdot (1 - \nu)} \quad (\text{Equação 39})$$

6.12.11 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 e o momento de serviço. O coeficiente deve ser verificado para as situações A e B. Segundo a 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; portanto, não é necessário ponderar o valor do momento de serviço conforme a Equação 40. (SANTOS, 2015).

$$\gamma_{fis} = \frac{M_r}{M_s} \quad (\text{Equação 40})$$

6.12.11.1 Situação A

O momento de serviço é a soma do momento devido à carga dos veículos e do momento devido ao gradiente térmico. Já, o momento de fissuração é o menor entre os calculados em 6.12.7 para a Situação A.

6.12.11.2 Situação B

O momento de serviço é devido somente à carga dos veículos. Já o momento de fissuração é o menor entre os calculados em 6.12.7 para a Situação B.

6.12.11.3 Coeficiente mínimo de segurança à fissuração

Conforme a 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} .

6.12.11.4 Verificação da carga uniformemente distribuída

Segundo Rodrigues (2006), o momento negativo que as cargas distribuídas produzem nos corredores supera o momento positivo que ocorre sob as cargas. 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. A carga máxima admissível no pavimento rígido pode ser calculada, por meio da Equação 41.

$$q_{adm} = 1,03 \cdot \frac{f_{ct,f}}{\gamma_c} \cdot \sqrt{h \cdot k} \quad (\text{Equação 41})$$

A norma americana UFC 4-152-01 (2012), prevê uma carga distribuída de 47,9 kN/m² devido a contêineres.

6.13 UTILIZAÇÃO DE PAVIMENTO PROTENDIDO NO BRASIL

6.13.1 Característica do Porto da Tecon

Movimentando 98% da carga containerizada que passa pelo Porto do Rio Grande, o TECON RG tem como seu maior objetivo concentrar a carga dos países do Cone Sul, claramente suportado pelas facilidades físicas e geográficas, pelos investimentos realizados e pelo preço competitivo. (SANTOS, 2015).

O Terminal possui alguns diferenciais como: Operações 24 horas por dia, 7 dias na semana; Sistema Navis N4; Equipamentos de última geração; Órgãos públicos instalados nos prédios do Terminal; Possibilidade de interiorização através dos três modais – ferroviário, hidroviário e rodoviário; Armazéns para cargas especiais e gerais; Janelas de atracação; Tecon Online: informações sobre contêineres em tempo real; Import Desk: canal exclusivo para clientes importadores; Reefer Intelligence: canal exclusivo para clientes reefers; Agendamento para entrega e retirada de cargas; Antecâmara refrigerada; Conformidade com ISPS Code – IMO nº: BRRIG – 0008 e principalmente a segurança de suas cargas. (SANTOS, 2015).

Através de práticas sustentáveis o Tecon realiza atividades e projetos para preservação do meio ambiente e também realiza ações sociais na comunidade em que atua. A empresa patrocina projetos como: Campanha do Agasalho, Projeto Colméia, Patrocínio Paratleta, Criando Laços, Projetos internos de responsabilidade ambiental entre outros. (SANTOS, 2015).

6.13.1.1 Posicionamento geográfico

O Tecon faz parte do complexo portuário denominado Superporto do Rio Grande, que, num raio de 500 milhas marítimas (de Buenos Aires a Paranaguá), é o ponto geográfico central que oferece a maior profundidade para os navios operarem, 47 pés e é o porto de mar mais meridional do Brasil, localizado a margem oeste do canal do Rio Grande, sendo este escoadouro natural de toda a bacia hidrográfica da Lagoa dos Patos. Esses fatores o credenciam a se tornar o terminal de contêineres do Mercosul. (SANTOS, 2015).

6.13.1.2 Condições climáticas

- Temperatura média: 18° C;
- Umidade relativa do ar: média 81%;
- Ventos dominantes: sudeste e nordeste;
- Pluviosidade: média 112 dias/ano, distribuída igualmente nos doze meses;
- Velocidade dos ventos: média 2,8m/seg (7 nós).

6.13.1.3 Acessos

- Rodoviário: pavimentação asfalto, conservação boa, acesso todo o ano (distância de 320km até Porto Alegre).
- Ferroviário: bitola métrica, conservação boa, acesso todo o ano.
- Marítimo: barra (profundidade 14,5m). Fluvial: através do Rio Guaíba.
- Lacustre: através da Lagoa dos Patos (profundidade 6 metros).
- Aeroporto: Aeroporto Gustavo Kramer (45 minutos de voo de Rio Grande a Porto Alegre).

6.13.1.4 Canal de acesso ao terminal

- Largura: 200 metros
- Profundidade: 42 pés
- Velocidade máxima permitida: 8 nós

6.13.1.5 Condições de navegação

- Marés: de pequena amplitude, influenciadas pelos ventos.
- Mínima: 0,30m
- Máxima: 1,50m
- Média: 0,50m
- Ondas-altura: 90% de 0 a 3m e 1% acima de 5m.
- Correntes: as velocidades máximas não ultrapassam 4 nós.

6.13.1.6 Infraestrutura

- Estrutura Física- Cais - 900 metros de acostagem + Dolphin (37 m)
- Calado - 12,8 metros (42 pés)
- Área total - 735.000m²
- Área pavimentada - 340.000m²
- Capacidade estática - 25.000 TEUs
- 2800 tomadas para contêineres refrigerados
- Armazém para cargas especiais e gerais - área total de 18.000m²
- 10 in/out gates totalmente automatizados
- Acesso interno à malha ferroviária
- Prédio administrativo

6.13.2 Análise de custos

A empresa Fernandes Engenharia atua nos segmentos de projeto e execução de pavimentos industriais, trabalhando com os seguintes tipos de pavimentos:

pavimentos de concreto simples, armado, reforçado com fibras e protendido. Em junho de 2015, 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. (SANTOS, 2015)

Os dois orçamentos incluíram o reforço do subleito para garantir $\text{CBR} \geq 8\%$ 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, teve espessura de 14 cm. (SANTOS, 2015).

O custo total por metro quadrado foi de R\$ 150,15 para o pavimento de concreto armado e R\$ 132,60 para o de concreto 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, chegou-se à conclusão que o pavimento de concreto protendido é competitivo em relação ao concreto armado. (SANTOS, 2015)

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. Como demonstrado com os custos anteriores vemos que com o concreto protendido, se tem um abatimento de cerca de 10% no valor final comparado com o concreto armado.

7 ESTUDO DE CASO

Este estudo de caso tem por finalidade elaborar um traço para concreto protendido obtendo-se uma resistência a flexão do traço de concreto para aplicar na confecção de pavimentos de portos e aeroportos, de acordo com a ABNT NBR 12142:2010, que normatiza os ensaios de flexão em corpos de provas prismáticos.

7.1 CONFECÇÃO DOS CORPOS DE PROVA PRISMÁTICOS

Para a produção deste estudo de caso, foi elaborado o traço e foram confeccionados 15 corpos de prova prismáticos. Esta moldagem foi feita seguindo os parâmetros da NBR 5738: 2015, que normatiza o procedimento para moldagem e cura dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos. Desta forma, seguindo a NBR 6118: 2014, que normatiza os projetos de estruturas de concreto e procedimentos, foi determinado a classe de agressividade ambiental (CAA). A CAA IV que corresponde a resistência a compressão que o concreto estrutural precisa atingir em meio de respingos de maré, no caso 40 MPa, segundo a norma citada anteriormente.

Após o cálculo do traço em peso obtemos os seguintes valores:

1 : 1,61 : 1,93 : 0,45

A confecção dos CP's foi realizada da seguinte maneira: primeiro, após lavagem da betoneira para remoção de resíduos e para umidificar a betoneira, foi colocado a quantidade de brita necessária para a quantidade a confecção do corpos de prova e 1/3 da água utilizada, a betoneira trabalhou por 5 minutos com esses dois elementos, logo após a essa mistura foi adicionado a quantidade de areia grossa necessária seguindo a proporção inicial e mais 1/3 da água necessária sendo misturados por mais 5 minutos. Por último, foi adicionado a quantidade de cimento necessária e os últimos 1/3 de água utilizado, por mais 5 minutos, finalizando assim o traço. Como mostram as (Figuras 40 e 41).

Figura 40 - Detalhe da adição de areia na mistura.



Fonte: Acervo do autor (2018).

Figura 41 – Detalhe do concreto finalizado pronto para moldagem



Fonte: Acervo do autor (2018).

Logo após a moldagem dos corpos de provas ainda seguindo os critérios da NBR 5738: 2015, foi dado início ao procedimento de cura inicial, onde os moldes foram colocados em superfície plana e livre de vibração sendo desformados com 24h, devidamente identificados. Após esses procedimentos, os corpos de prova foram armazenados em câmara úmida como rege a norma citada anteriormente até serem rompidos com a idade de 28 dias.

7.2 ENSAIO REALIZADO

Os ensaios de resistência a tração na flexão foram feitos com base na norma ABNT NBR 12142:2010, que rege os ensaios de corpo de prova prismáticos de concreto. Os corpos de prova depois de 28 dias de cura submersos em tanque com água como regido também na norma da ABNT NBR 5738: 2015, foram retirados do tanque em que estavam passando por este processo 24h antes do seu rompimento. Após isso, um por um, foram sendo colocados na prensa mecânica de compressão exatamente como a norma orienta, e foram rompidos um por um. Este ensaio foi realizado no laboratório de materiais de construção do UNI/RN.

A prensa é uma máquina com a capacidade de promover uma aplicação controlada da carga sobre o corpo de prova, devendo o equipamento ser colocado como o esquema da (Figura 42), conforme a ABNT NBR 12142:1991. A principal função do pavimento é resistir aos esforços de flexão, por isso foi realizado o ensaio de flexão em 3 pontos. Quando o corpo de prova atinge a ruptura, a máquina para de fazer o processo de aproximação das duas faces, mostrando assim o quanto de carga foi necessário para o rompimento em tonelada força.

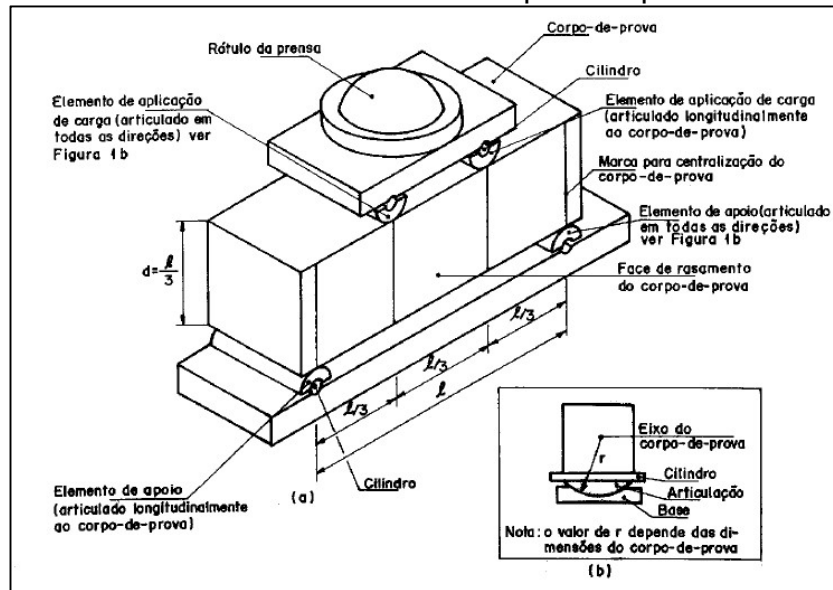
Esta norma também orienta quanto a localização da fissura. E determina se a fissura se encontra dentro do terço médio ou fora dele. Após determinar onde ocorreu a fissura podemos calcular a sua resistência final em MPa através da (Equação 42) ou (Equação 43). A (Figura 42) mostra o corpo de prova já na prensa. Além disso, é necessário multiplicar esse valor por uma constante para que o resultado seja apresentado em MPa. (Figuras 43, 44 e 45).

$$F_{ctm} = \frac{P \times F}{B \times D^2} \quad (\text{Para casos onde a ruptura acontece dentro do terço médio}) \quad (\text{Equação 42})$$

$$F_{ctm} = \frac{3 \times P \times a}{b \times d^2} \quad (\text{Para casos onde a ruptura acontece fora do terço médio})$$

(Equação 43)

Figura 42 – Detalhe de como deve ficar o dispositivo para o ensaio de flexão



Fonte: NBR 12142 (1991).

Figura 43 - Detalhe da ruptura de um dos corpo-de-prova



Fonte: Acervo do autor.

Figura 44 – Vista do corpo de prova durante o ensaio



Fonte: Acervo do autor.

7.3 CONFECÇÃO DO PROTÓTIPO

Para confecção deste protótipo foi levado em consideração todos os parâmetros abordados pelas normas citadas anteriormente, tendo cuidado com o espaçamento entre cabos e cobrimento de concreto. Como mostram as Figuras 45 e 46.

O mesmo simula em pequena escala como deve-se ficar o pavimento de concreto protendido, apenas para caractere de visualização de como seria um pavimento de concreto protendido em pequena escala, logo, não foi realizado nenhum tipo de ensaio no protótipo.

Figura 45 – Vista do protótipo já confeccionado



Fonte: Acervo do autor

Figura 46 – Detalhe dos cabos posicionados no Protótipo



Fonte: Acervo do autor

8 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os corpos de prova prismáticos foram submetidos a um ensaio de resistência a flexão em 3 pontos, todos orientados e regidos pelas normas supracitadas, desde o início da moldagem até o momento da ruptura. Segue abaixo os resultados obtidos na (Tabela 15):

Tabela 15 – Resultados obtidos no ensaio

CP	F (tf)	T(MPA)
1	3,92	5,12
2	4,53	5,92
3	3,54	4,62
4	3,8	4,96
5	3,68	4,81
6	3,71	4,85
7	3,65	4,77
8	3,75	4,9
9	3,66	4,78
10	3,58	4,68
11	3,6	4,7
12	3,68	4,81
13	3,35	4,38
14	3,67	4,8
15	3,57	4,66
MÉDIA		4,8507
DESVIO PADRÃO		0,3392

Fonte: Acervo do autor

Como especificado na norma supracitada, a resistência a flexão do concreto é de 8% a 12% da resistência a compressão do mesmo, como podemos ver, através da média dos 15 CP's analisados acima temos um valor 4,85 MPa, e um desvio padrão de 0,34 MPa, maior que os 12% especificado em norma, assim comprovando a eficiência do traço calculado.

Pode-se também citar a viabilidade econômica que trará a utilização do sistema de pavimento em concreto protendido comparada com os sistemas convencionais, uma vez que passamos a utilizar um material com mais resistência e durabilidade apresentando uma economia de mais ou menos 10% no custo total do

seu pavimento diminuindo ainda a quantidade de juntas, fazendo com que aumente a durabilidade com inexistência de patologias (fissuras). (SANTOS, 2015).

9 CONCLUSÕES

Tendo em vista que todos os ensaios realizados (flexão) deram resultados positivos e estão assegurados por norma, foi comprovada a eficiência do traço elaborado e a possível utilização do mesmo nos pavimentos de concreto protendido.

Com os ensaios realizados obtemos uma resistência acima da especificado nas normas citadas anteriormente, com a resistência a flexão do concreto que é um valor de 12% da resistência a compressão do mesmo (4,8 Mpa), fato comprovado através da média que foi de 4,85 Mpa, maior que os 12% especificados em norma, assim calculando a resistência a compressão do traço dará um valor aproximadamente de 42 MPa, comprovando a eficiência do traço calculado. Outro ponto importante deste trabalho é a possibilidade de aplicação de um sistema construtivo pouco utilizado na nossa região, porém com grande potencial de aplicação, trazendo benefícios técnicos e econômicos para obras de portos e aeroportos.

REFERÊNCIAS

AERO. Disponível em <<https://www.aeroflap.com.br/aeroporto-afonso-pena- agora-conta-com-novas-lojas/>>. Acesso em: 31 de out. 2018.

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.

ALÉM DA INERCIA. Disponível em: <<https://alemdainercia.wordpress.com/2018/05/07/pavimentos-de-concreto-pavimentos-de-concreto-armado/>>. Acesso em: 10 de out. 2018.

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto - procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico – Procedimento: **NBR-7583**. Rio de Janeiro, 1986.

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.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 558 p. il.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentos Viários e Pisos Industriais de Concreto**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. 2. ed. São Paulo: Ipsis Gráfica e Editora, 2005. Cap. 42. p. 1296-1332.

BRAGA, Flávio H.; ROCHA, Dinésio P.; SÁ, Rodrigo R.. **Pisos Industriais de Concreto**. Informativo técnico da Realmix. Aparecida de Goiânia, 2009.

CERVO, T. C. **Estudo da resistência á fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentação**. São Paulo: USP, 2005. Tese (Doutorado em engenharia) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

CERVO, T.C. e BALBO, J. T. **Efeitos da forma de cura de concretos de alto desempenho em sua resistência à tração na flexão. Panorama nacional da pesquisa em transportes 2004**. ANPET, Florianópolis v. I, p. 235-246, 2004.

CÉSAR JÚNIOR, Kléos L.; VERÍSSIMO, Gustavo de S.. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. Notas de Aula. Universidade Federal de Viçosa, 1998.

ECIVIL. Disponível em <<https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-protensao-de-cabos.html>>. Acesso em: 10 de set. 2018.

FERNANDES ENGENHARIA. Disponível em <fernandesengenharia.blogspot.com.br>. Acesso em: 10 de out. 2018.

FIGUEIREDO, Antônio D.; TANESI, Jussara; NINCE, Andréia A.. **Concreto com fibras de polipropileno (CFP)**. Técnica, 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.

INSULANO. Disponível em <<https://blogdoinsulano.wordpress.com/tag/historico/>>. Acesso em: 31 de out. 2018.

ITAMBE CIMENTO. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/eua-pavimento-de-concreto/>>. Acesso em: 31 de dez. 2018.

LAJIOSA. Disponível em <www.lajiosa.com.br/processo_de_fabricacao>. Acesso em: 10 de set. 2018.

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.

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.

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido**: Processos Construtivos, Perdas de Protensão, Sistemas Estruturais. 2 v. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983.

PORTAL MARÍTIMO. Disponível em <<https://www.portalmaritimo.com/2017/02/10/tecon-rio-grande-investe-us-40-milhoes-em-novos-equipamentos/>>. Acesso em: 31 de out. 2018.

RESEARCHGATE. Disponível em <https://www.researchgate.net/figure/Figura-1-Primeira-Ponte-do-Galeao-Rio-de-Janeiro-1948-Mondorf-2006_fig2_278674545>. Acesso em: 30 de abr. 2019.

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.

SANTOS, Mateus Berwaldt. **UTILIZAÇÃO DE CONCRETO PROTENDIDO EM PAVIMENTOS PORTUÁRIOS**. 2015.

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.

SERVI, A.A. **Estudo dos gradientes térmicos em concretos de cimento Portland no ambiente tropical**. São Paulo: USP, 2002. Tese (Doutorado em engenharia), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2002.

SILVA, Fernando B.. **Piso de Concreto Protendido: Processo de Construção de Piso de Concreto Protendido**. Técnica, São Paulo, ed. 176, nov. 2011.

TAMAKI, Luciana. **Reforço de fibra**: Fibras evitam fissuração e aumentam a resistência à tração dos pisos e pavimentos de concreto. Técnica, São Paulo, ed. 170, mai. 2011.

TECHNE. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/176/piso-de-concreto-protendido-286874-1.aspx>>. Acesso em: 10 de out. 2018.

TRICHÊS, G. **Concreto compactado a rolo para aplicação em pavimentação**: estudo do comportamento na fadiga e proposição de metodologia de dimensionamento. São José dos Campos: ITA 1993. Tese (doutorado em

Engenharia), Instituto Tecnológico da Aeronáutica, Centro Tecnológico Aeroespacial, 1993.

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). Técnica, São Paulo, ed. 186, jun. 2012.

WILSONSONS. Disponível em:
<<https://www.wilsonsons.com.br/pt/teconriogrande/noticia/tecon-rio-grande-bate-novo-recorde-de-productividade-em-2017>>. Acesso em: 10 de out. 2018.

XEREZ NETO, Jary de. **Pavimentos Usuais de Concreto para Cargas Simples**. São Paulo: Pini, 2003.