



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



**ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO E DO
CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA) COMO
SOLUÇÃO PARA PAVIMENTOS INDUSTRIAIS**

YAN KLEBER BARCELOS QUEIROZ

Uberlândia, MG

Julho, 2019

YAN KLEBER BARCELOS QUEIROZ

**ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO E DO
CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA) COMO
SOLUÇÃO PARA PAVIMENTOS INDUSTRIAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia como requisito parcial
para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia

2019

YAN KLEBER BARCELOS QUEIROZ

**ANÁLISE DA UTILIZAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO E DO
CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA) COMO
SOLUÇÃO PARA PAVIMENTOS INDUSTRIAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia como requisito parcial
para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Data: __ / __ / __

BANCA EXAMINADORA:

Professor Doutor Arquimedes Diógenes Ciloni (orientador)

Professor Doutor Antônio Carlos dos Santos (examinador)

Professor Doutor Jesiel Cunha (examinador)

Uberlândia, julho de 2019

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus por estar sempre iluminando meu caminho, me amparando nos momentos mais difíceis dessa trajetória.

Agradeço aos meus pais pelo carinho e apoio nos momentos que mais precisei. À minha mãe, Gracilene Queiroz, por ser o meu exemplo de honestidade e esforço. Ao meu pai, Arilson Barcelos por sempre me ensinar a importância de ser uma pessoa caridosa e amigável com todos.

Agradeço à minha irmã Laura, pela ajuda na minha formação básica e por todo o carinho. À Camila Moraes, por ser minha companheira, conselheira e maior incentivadora desta jornada.

Agradeço ao meu professor e orientador, Arquimedes Ciloni, pela prontidão e apoio sempre fornecidos. Sou ainda mais grato pelas lições de vida e por mostrar o valor de ser apaixonado por aquilo que fazemos.

Aos demais professores e funcionários da Faculdade de Engenharia Civil, em especial, aos professores Gerson Moacyr e Paulo Guterres, deixo meu agradecimento pelos conhecimentos compartilhados.

Aos meus amigos Samuel Nicolas, Diego Repeza, João Marcos, Nilson Neto, Vitor Benício, Danilo Caetano, Guilherme Miranda, Michelle Dias e Raphael Alvim, agradeço imensamente por estarem sempre comigo.

À Aline e ao engenheiro Juliano Ferreira, pela oportunidade de estágio e pelos ensinamentos da vida profissional.

Por fim, agradeço à Universidade Federal de Uberlândia por me conduzir à conclusão do curso de Engenharia Civil.

RESUMO

O mercado mundial da construção civil encontra-se em constante evolução. A cada dia surgem novidades em produtos, aparelhos e técnicas de construção que se mostram mais eficazes para determinada situação no cotidiano das obras. Devido a essa evolução, hoje, no Brasil, é possível executar diferentes tipologias de pavimentos industriais. É tarefa do engenheiro conciliar a melhor solução com o menor custo possível pois, muitas vezes, novas técnicas oneram a obra, sem necessariamente trazer uma melhoria significativa ao resultado final. Dentre as técnicas que o engenheiro pode lançar mão, encontram-se a aplicação do concreto protendido e do concreto reforçado com fibras. Ambas as técnicas conferem aos pisos a possibilidade de vencer grandes vãos pelo aumento da capacidade estrutural, proporcionando, deste modo, incremento no aproveitamento de espaço na indústria e redução de custos de manutenção. Este estudo buscou apresentar mais detalhadamente as soluções citadas, por meio de embasamento teórico e análise do cálculo de um piso industrial realizado por cada uma das vias apresentadas. Foram verificados Estados Limites pertinentes de acordo com as normativas adotadas. Por fim, foi elaborado um breve estudo orçamentário das soluções construtivas cernes deste trabalho.

Palavras-chave: Pavimento industrial, concreto protendido, concreto reforçado com fibras.

ABSTRACT

The world market for civil construction is constantly evolving. Every day, new innovations in products, appliances and construction techniques appear and shown more effective for a given situation in the daily life of the construction. Due to this evolution, today, in Brazil, it is possible to execute different types of industrial flooring. It is the engineer job to reconcile the best solution with the lowest possible cost, because often new techniques overtax the work, without necessarily bringing a significant improvement to the final result. Among the techniques that the engineer can use, there are the application of prestressed concrete and fiber reinforced concrete. Both techniques give the floors the possibility of overcoming large spans by increasing structural capacity, thus increasing the use of space in the industry and reducing maintenance costs. This project sought to present in more details the indicated solutions, by means of theoretical basis and calculation analysis of an industrial floor made by each of the presented ways. Relevant Limit States were verified in accordance with the regulations adopted. Lastly, a brief budget study of the constructive solutions of this work was elaborated.

Keywords: Industrial floor, prestressed concrete, fiber reinforced concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Orientação dos reforços fibrosos	15
Figura 2 - Atuação das fibras na transferência de tensões.....	16
Figura 3 – Comportamento do concreto simples e do concreto reforçado com fibras à compressão	17
Figura 4 - Relação de abertura de fissuras.....	18
Figura 5- Curva força x deflexão de acordo com o ensaio da ASTM 1609	19
Figura 6 - Fibras sem função estrutural	24
Figura 7- Fibras de aço	25
Figura 8- Classe de agressividade ambiental.....	27
Figura 9- Qualidade do concreto de acordo com a Classe de agressividade	27
Figura 10- Cobrimento de acordo com a classe de agressividade	28
Figura 11- Fissuração e combinações de acordo com a classe de agressividade	28
Figura 12- Cordoalha engraxada	30
Figura 13- Laje protendida com monocordoalhas	31
Figura 14- Sistema Pavimento Industrial	32
Figura 15- Correlação k x CBR.....	33
Figura 16 - Isotensões para sapata quadrada e sapata corrida	34
Figura 17- Preparo do subleito	35
Figura 18- Execução de sub-base granular.....	37
Figura 19- Faixa Granulométrica geral recomendada para solo-cimento	38
Figura 20- Faixa Granulométrica geral recomendada para BGTC.....	38
Figura 21- Execução de sub-base de solo-cimento	39
Figura 22- Execução de CCR	40
Figura 23- Detalhe da solicitação da barreira de vapor	40
Figura 24- Execução da barreira de vapor.....	41
Figura 25 – Laser Screed	42
Figura 26- Acabadora mecânica	42
Figura 27 – Utilização do rodo de corte	43
Figura 28- Piso industrial com revestimento de alto desempenho	44
Figura 29- Pavimento concreto simples sem barra de transferência	49
Figura 30- Pavimento de concreto simples com barra de transferência	49
Figura 31- Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua.....	50

Figura 32- Pavimento com armadura distribuída continuamente.....	50
Figura 33- Piso de concreto com armadura distribuída	51
Figura 34- Pavimento de concreto estruturalmente armado	52
Figura 35- Execução de piso de concreto estruturalmente armado	52
Figura 36 - Pavimento de concreto reforçado com fibras	53
Figura 37 - Detalhe do concreto com fibras de aço	53
Figura 38- Pavimento em concreto protendido	54
Figura 39 - Concretagem de piso protendido	55
Figura 40- Relação para cálculo da carga resultante	58
Figura 41 - Sistema porta-paleta.....	60
Figura 42 - Empilhadeiras	60
Figura 43 - Força de protensão x tempo para peça protendida pós-tracionada	64
Figura 44 - Perda por atrito ao longo da bainha	65
Figura 45 - Perdas por atrito e por acomodação das ancoragens.....	67
Figura 46 - Valores característicos da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência	70
Figura 47- Coeficiente de relaxação do aço $\psi(1000)$	72
Figura 48- Esforços na seção do pavimento	72
Figura 49- Esforços na seção do pavimento.....	75
Figura 50- Armazém de distribuição de mercadorias.....	78
Figura 51- Compatibilização de cargas no centro da placa	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classes para as resistências residuais	20
Tabela 2 - Coeficientes de segurança parciais	22
Tabela 3- Tipos de fibras e características particulares	23
Tabela 4 - Resistência do aço	25
Tabela 5- Características das cordoalhas com sete fios	30
Tabela 6- Tipos de sub-bases	35
Tabela 7- Módulo de elasticidade e perda de suporte dos materiais	36
Tabela 8- Faixas granulométricas para sub-bases de pavimentos de concreto	36
Tabela 9- Características de sub-bases tratadas com cimento	37
Tabela 10- Faixa granulométrica dos solos para SMC	38
Tabela 11- Faixa granulométrica da mistura do CCR	38
Tabela 12 - F-numbers de acordo com o uso de pavimentos térreos	43
Tabela 13- Classificação dos pisos quanto à utilização segundo a ANAPRE	46
Tabela 14- Classificação dos pisos quanto à utilização segundo a ACI 302	47
Tabela 15 - Valores de tenacidade	63
Tabela 16 - Penetração da cunha no sistema Freyssinet	67
Tabela 17- Penetração da cunha individual no sistema Freyssinet	67
Tabela 18- Parâmetros da fadiga para aços da armadura ativa	75
Tabela 19- Diâmetro de barras de transferência para pisos de concreto simples	86
Tabela 20 - Coeficiente s em relação ao tipo de cimento empregado	90
Tabela 21- Comparativo orçamentário	107

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	Objetivos	14
1.2	Estrutura do Trabalho de Conclusão de Curso	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	15
2.1	Concreto reforçado com fibras.....	15
2.1.1	Normatização	17
2.1.1.1	Fibras sem função estrutural	23
2.1.1.2	Fibras de aço	24
2.2	Concreto protendido	26
2.2.1	Normatização	26
2.2.2	Níveis de protensão.....	29
2.2.3	Protensão de cordoalhas engraxadas.....	29
2.3	Sistema pavimento industrial.....	31
2.3.1	Solos de fundação (Subleito)	32
2.3.2	Sub-base	35
2.3.3	Barreira de vapor.....	40
2.3.4	Laje de concreto	41
2.3.5	Acabamento e tratamento superficial.....	41
2.3.6	Juntas.....	44
2.4	Pavimentos de concreto	45
2.4.1	Classificação Quanto à escola.....	45
2.4.2	Classificação Quanto ao tipo de fundação	46
2.4.3	Classificação Quanto ao tipo de uso	46
2.4.4	Classificação Quanto ao emprego estrutural.....	48
2.4.4.1	Pavimento de concreto simples.....	48

2.4.4.2	Pavimento de concreto simples com armadura distribuída.....	50
2.4.4.3	Pavimento de concreto estruturalmente armado	51
2.4.4.4	Pavimento de concreto reforçado com fibras.....	52
2.4.4.5	Pavimento em concreto protendido.....	54
3	METODOLOGIA.....	56
3.1	Esforços atuantes nas placas de concreto.....	56
3.1.1	Esforços relativos à variação volumétrica do concreto.....	57
3.1.2	Ações externas	58
3.1.2.1	Cargas estáticas	58
3.1.2.2	Cargas móveis	60
3.2	Dimensionamento por modelos plásticos	61
3.3	Dimensionamento com utilização de fibras de aço.....	62
3.4	Dimensionamento com utilização de protensão	63
3.4.1	Força de protensão	63
3.4.2	Perdas de protensão.....	64
3.4.2.1	Perda por atrito.....	65
3.4.2.2	Perda por acomodação das ancoragens	66
3.4.2.3	Perda por encurtamento elástico do concreto	69
3.4.2.4	Perda por retração do concreto.....	69
3.4.2.5	Perda por fluência do concreto.....	70
3.4.2.6	Perda por relaxação do aço	71
3.4.3	Verificação da fissuração	72
3.4.4	Verificação da fadiga	74
3.4.5	Verificação do Estado Limite Último	75
4	EXEMPLO NUMÉRICO.....	76
4.1	Projeto Proposto.....	76
4.1.1	Cargas atuantes	77

4.1.2	Dados do subleito e da sub-base	78
4.2	Dimensionamento do galpão com utilização de fibras de aço	79
4.2.1	Dados geométricos	79
4.2.2	Dados do concreto.....	79
4.2.3	Cálculo das ações	80
4.2.4	Momento devido ao gradiente térmico:	83
4.2.5	Estado Limite último:.....	84
4.2.6	Verificação da tensão de apoio	84
4.2.7	Verificação da punção.....	85
4.2.8	barras de transferência	86
4.2.9	Verificação da flecha	87
4.2.10	Resultado para o dimensionamento via CRFA	88
4.3	Dimensionamento do galpão com utilização de protensão.....	88
4.3.1	Dados geométricos	88
4.3.2	Dados do concreto.....	89
4.3.3	Dados do aço de protensão.....	91
4.3.4	Força de protensão inicial (P_i).....	92
4.3.5	Situação no meio da placa.....	92
4.3.5.1	Perdas imediatas.....	92
4.3.5.2	Tensão no aço e no concreto ao nível do cabo no instante t_0 (σ_{P0}).94	
4.3.5.3	Tensão no concreto ao nível do cabo no instante t_0 ($\sigma_c, P_0 g *$).....94	
4.3.5.4	Verificação do concreto no ato da protensão	94
4.3.5.5	Perdas progressivas	95
4.3.5.6	Força de protensão em t^∞	96
4.3.5.7	Tensão no concreto no nível da armadura em t^∞	96
4.3.6	Cálculo do alongamento dos cabos (ΔL).....	96
4.3.7	Situação no ponto de máxima tensão	96

4.3.7.1	Tensão no aço e no concreto ao nível do cabo no instante t_0 (σ_{P0})	98
4.3.7.2	Tensão no concreto ao nível do cabo no instante $t_0(\sigma_c, P_0 g *)$	98
4.3.7.3	Verificação do concreto no ato da protensão	98
4.3.7.4	Perdas progressivas	98
4.3.7.5	Força de protensão em t_∞	99
4.3.7.6	Tensão no concreto no nível da armadura em t_∞	100
4.3.8	Atrito com a sub-base	100
4.3.9	Momento de fissuração	100
4.3.9.1	Seção do meio da placa	100
4.3.9.2	Situação no ponto de repouso	101
4.3.10	Cálculo das ações	102
4.3.11	Verificação da tensão de apoio	104
4.3.12	Esforços devido ao gradiente térmico	104
4.3.13	Verificação da fissuração	105
4.3.14	verificação da fadiga	105
4.3.15	Verificação do Estado Limite Último	105
4.3.16	Resultado para o dimensionamento via concreto protendido	106
4.4	Comparativo Orçamentário	106
5	CONCLUSÃO	108
	REFERÊNCIAS	109
	ANEXOS E APÊNDICES	118
	Anexo A - Ábacos do DNIT para determinação do incremento de K	119
	Apêndice B: Cálculo dos momentos via CRFA	123
	Apêndice C: Apêndice C: Cálculo dos momentos resistentes de fissuração via concreto protendido	124
	Apêndice D: Cálculo dos momentos via concreto protendido	125

1 INTRODUÇÃO

A percepção de que o pavimento seja o elemento estrutural mais solicitado em uma edificação industrial é indelével, pois toda a movimentação e produção se desenvolve sobre este. A capacidade de suportar cargas estáticas e dinâmicas de um pavimento industrial está relacionada a diversos fatores como: projeto estrutural, controle de qualidade de insumos aplicados, execução, proteção, conservação e manutenção, que se correlacionam garantindo esta virtude ao elemento. (Garcia; de Brito, 2006)

De acordo com João (2014), os pavimentos industriais têm sua origem no advento das indústrias têxteis da primeira fase da Revolução Industrial no séc. XVIII, quando se necessitavam de grandes áreas para instalação de maquinários e elevado número de trabalhadores. Nesse primeiro momento, eram utilizadas soluções de pavimentação simples com o uso de materiais como madeira e cerâmica. Com o surgimento das siderúrgicas e metalúrgicas, os pavimentos foram substituídos paulatinamente pelos pavimentos de concreto.

Já no séc. XX, os pavimentos industriais já eram constituídos, em sua maioria, por concreto simples, com espessuras consideráveis e bom acabamento, porém, possuíam pequena vida útil devido ao desconhecimento de fenômenos como, por exemplo, a retração do concreto.

No âmbito nacional, a execução de pisos industriais percorreu diversas mudanças a partir da década de 90, devido às necessidades operacionais e solicitações das estruturas em questão. Além disso, o desenvolvimento das tecnologias de dimensionamento e reforço das estruturas em questão foram possíveis devido à permuta técnica com outras escolas, empregando a escola europeia como via de dimensionamento. (Rodrigues, 2006).

Segundo Oliveira (2000), na concepção de qualquer estrutura, deve-se buscar a solução que proporcione o racionamento de insumos e tempo, contemplando fatores como mão de obra, durabilidade e segurança. É de vital importância que se tenha conhecimento sobre tecnologias existentes a fim de garantir a eficácia desejada a essa estrutura.

Neste trabalho serão adotadas duas possíveis soluções de reforços para os pisos industriais: o concreto reforçado com fibras de aço e a protensão de cordoalhas engraxadas, por serem consideradas soluções eficientes para obras onde as solicitações dos pisos são elevadas como, por exemplo, grandes indústrias e centros de distribuição.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem o propósito geral de apresentar vias de dimensionamento e execução inerentes aos pavimentos industriais. Serão enfatizadas a utilização do concreto reforçado com fibras de aço e do concreto protendido devido ao fato destas tipologias elevarem a capacidade estrutural dos pavimentos, em consonância com a economia ao longo da vida útil destes. Por fim, será feito um estudo comparativo acerca do dimensionamento de um piso de um galpão utilizando as duas técnicas construtivas referidas findando com um breve estudo orçamentário destas técnicas construtivas. O trabalho será desenvolvido sob égide das normas ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 7483:2008, ABNT NBR 15530:2007 e normas internacionais.

1.2 Estrutura do Trabalho de Conclusão de Curso

O trabalho desenvolvido está estruturado em 5 capítulos, sendo o primeiro destinado à introdução do tema, objetivos e estrutura do trabalho.

Já no capítulo 2, tratar-se-á do referencial teórico deste trabalho. Primeiramente, na seção 2.1, discorrer-se-ão sobre as fibras utilizadas na construção civil, em especial, as referências normativas empregadas e características mecânicas das fibras de aço.

A seção 2.2 elucidará o segundo método construtivo cerne deste estudo, o sistema de protensão para pisos em geral, suas tipologias, os níveis de protensão e o conceito das forças de protensão. Para ambas as seções, serão evidenciadas as vantagens que os sistemas proporcionam às estruturas em geral.

Na seção 2.3 o pavimento industrial será concebido como um sistema constituído por camadas. Discorrer-se-ão nessa etapa sobre os tipos de solo de fundação, os tipos de sub-bases que podem compor o sistema pavimento, sobre a barreira de vapor, a laje de concreto (breve contextualização) e o tratamento superficial. A seção ainda elucidará os tipos de juntas que os pisos de concreto possuem, os materiais de preenchimento e os mecanismos de transferência de esforços dessas.

Alicerçada nas definições dos dois tipos de reforços referidos anteriormente, a seção 2.4 apresentará as diferentes tipologias de placas de concreto pautando suas classificações básicas. O capítulo 3 referir-se-á a metodologia empregada neste estudo, trazendo os modelos de dimensionamento que representam o cerne deste trabalho.

Ademais, no capítulo 4, serão apresentados os resultados obtidos através do exemplo numérico de dimensionamento via concreto reforçado com fibras de aço e via pisos protendidos, respectivamente. Por fim, o capítulo 5 apresentará as conclusões obtidas do trabalho e algumas perspectivas futuras sobre o emprego de reforços nas estruturas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

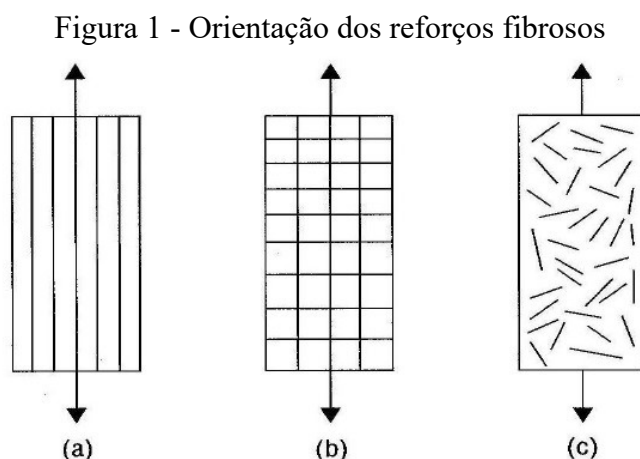
2.1 Concreto reforçado com fibras

Segundo Medeiros (2012), o concreto é o material mais utilizado na construção civil, ele destaca-se por sua relação custo-durabilidade, resistência à compressão e ao fogo. Não obstante, o concreto possui limitações como, por exemplo, a sua resistência à tração devido ao seu comportamento frágil. Neste cenário, surge o concreto reforçado com fibras ao qual se atribui melhor desempenho.

De acordo com a FIB (2010), a definição do concreto reforçado com fibras é dada por, *in verbis*:

“O concreto reforçado com fibras (CRF) é um material compósito caracterizado por uma matriz de cimento e fibras discretas (descontínuas). A matriz é feita de concreto ou argamassa. As fibras podem ser feitas de aço, polímeros, carbono, vidro ou materiais naturais”.

O reforço fibroso pode ser feito com fibras seguindo a mesma orientação, contínuas e alinhadas entre si (a), fibras contínuas e alinhadas em direções perpendiculares (b) e fibras descontínuas e orientadas de forma aleatória. Os tipos de disposição são verificados na Figura 1:

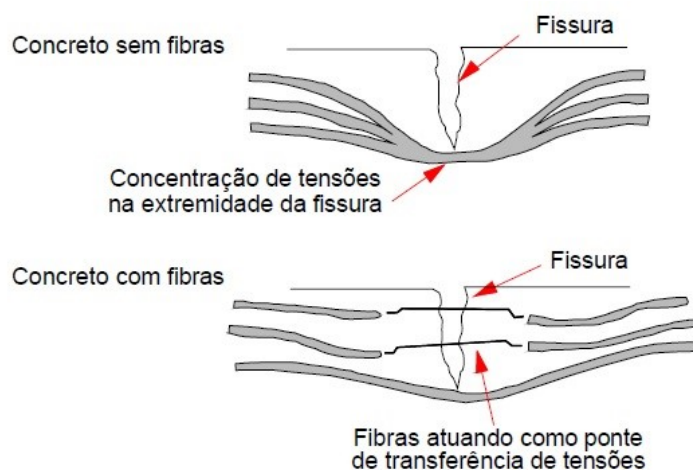


Fonte: Neto e Pardini (2006) *apud* Pinheiro (2009)

Para casos de forças axialmente aplicadas e flexão, as fibras dispostas em (a) e (b) apresentam melhor desempenho, respectivamente. Porém, pela facilidade do emprego em função do volume de fibras empregado, o terceiro caso é o mais utilizado na prática (Pinheiro, 2009).

Segundo a FIB (2010), a adição das fibras, em sua essência, proporciona uma resistência residual ao concreto após o momento da fissura (vide Figura 2):

Figura 2 - Atuação das fibras na transferência de tensões



Fonte: Medeiros (2012)

O comportamento dos compósitos depende de propriedades da fibra empregada, podendo ser influenciado por fatores como (Montardo ,1999 *apud* Rodrigues, 2010):

- Teor de fibra: Quanto maior o volume de fibras, maior será a resistência pós fissuração. Para fibras de aço, valores abaixo de 0,5% não expressam melhorias de resistências da mistura, somente incrementam a tenacidade;
- Módulo de elasticidade: A fibra com um elevado módulo de elasticidade mune a mistura com maiores resistências atuando similarmente a altos teores;
- Aderência fibra-matriz: Quanto maior a aderência do sistema menor será a abertura de fissuras;
- Resistência: Esta característica favorecerá o aumento da ductilidade do compósito;
- Comprimento: A tenacidade é correlacionada ao comprimento da fibra, pois ela estará menos suscetível ao arrancamento. O fator de forma também está relacionado à resistência contra o arrancamento.

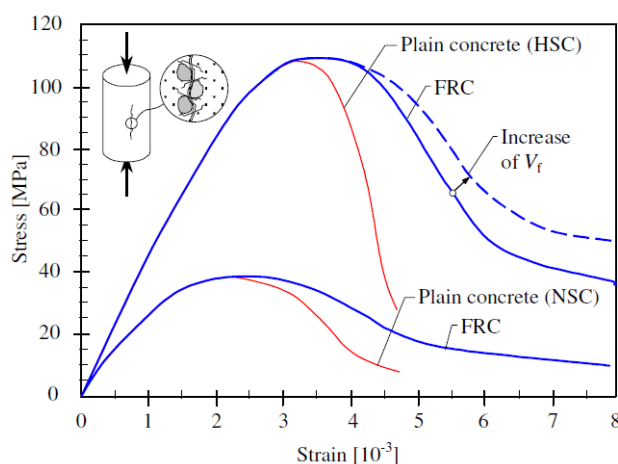
2.1.1 NORMATIZAÇÃO

No Brasil, o uso de fibras é especificado apenas em alguns aspectos. As fibras de aço para concreto são especificadas por meio da ABNT NBR 15530:2007 – Fibras de aço para concreto – Especificações, e são citadas também na ABNT NBR 8890:2003 – Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários – requisitos e métodos de ensaios – como reforços de tubos. Quanto ao dimensionamento do concreto com o uso de fibras, a ABNT NBR 6118:2014 não traz direcionamentos sobre o assunto.

A normatização seguida para este trabalho, para o concreto reforçado com fibras, foi baseada, principalmente, no Model Code da FIB (International Federation for Structural Concrete) e na normativa americana representada pela ACI 544.1R-96 – Report on Fiber Reinforced Concrete. Já para os dimensionamentos, foram utilizados conceitos da ACI 302.1R-15 – Guide for concrete Floor and Slab, TR 34 – Concrete Industrial Ground Floors (2016), e ACI 360R-06 – Design of Slab-on-ground.

Para a FIB (2010), o uso das fibras muda as propriedades mecânicas do concreto, todavia, apenas com a adição de uma grande porcentagem de fibras, as propriedades de compressão serão afetadas. A Figura 3 apresenta o comportamento do concreto comum e do concreto com adição de fibras quanto à compressão, esta segue geralmente as mesmas relações válidas para o concreto comum. São apresentados os materiais com comportamento de endurecimento e de amolecimento.

Figura 3 – Comportamento do concreto simples e do concreto reforçado com fibras à compressão

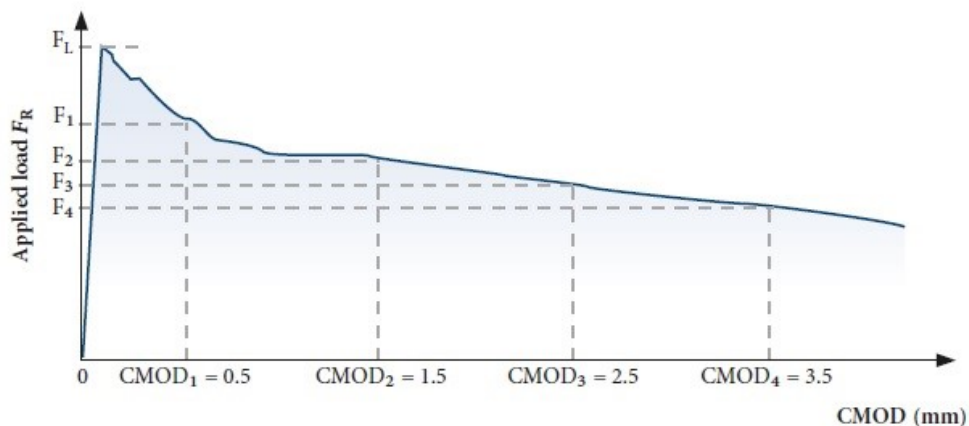


Fonte: Research gate (2019)

Ademais, segundo a organização, as fibras podem auxiliar no desempenho no Estado Limite de Serviço (ELS) possibilitando que as fissuras sejam reduzidas em número e largura, havendo um aumento da vida útil da peça. No Estado Limite Último elas podem substituir total ou parcialmente a armadura componente da peça. Seu comportamento quanto à tração pode ser determinado por meio de ensaios.

A FIB (2010) especifica o ensaio EN 14651 (2007) – Ensaio para concreto reforçado com fibras metálicas – Determinação da resistência à tração por flexão (limite de proporcionalidade (LOP) e resistência residual) nas quais as relações tensão x deformação são expressas em gráficos nas circunstâncias particulares. Por meio da formação de fissuras aferidas nesse ensaio, é possível que as deformações sejam representadas por meio do deslocamento das fissuras, ou CMOD (Crack Mouth Opening Displacement). Este fator é correlacionado à resistência residual à flexão ($f_{R,j}$) por meio da relação F x CMOD vide Figura 4.

Figura 4 - Relação de abertura de fissuras



Fonte: Concrete Society (2016)

A partir do ensaio, para identificação da resistência residual à flexão, a FIB (2010) apresenta a expressão:

$$f_{R,j} = \frac{3 F_j l}{2 b h_{sp}^2} \quad (1)$$

Onde:

$f_{R,j}$ = Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura, onde CMOD = CMOD_j;

F_j = Força correspondente à abertura de fissura específica CMOD = CMOD_j,

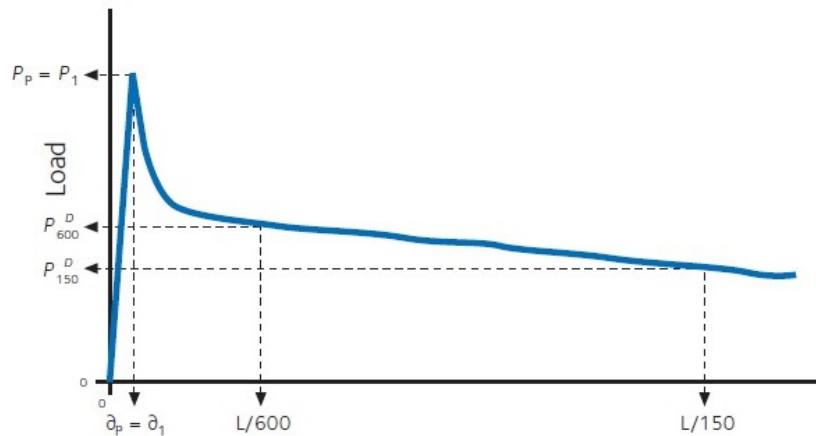
l = Vão da peça (mm);

b = Largura do corpo de prova (mm);

h_{sp} = Distância do topo do entalhe ao topo do corpo de prova (mm), 125 mm.

Já a normativa americana referente ao assunto (representada neste trabalho pela ACI 544.1R, 1996) apresenta dois ensaios, teoricamente equivalentes, regidos pela pioneira norma japonesa SF4 (JSCE, 1984), ou pela ASTM 1609 (ASTM, 2006), para determinação da tenacidade. Nos ensaios há a aplicação de carregamentos controlados para aferir as deflexões nas barras prismáticas de lado qualquer a e comprimento equivalente a $3a$. A partir do ensaio obtêm-se o gráfico da Figura 5:

Figura 5- Curva força x deflexão de acordo com o ensaio da ASTM 1609



Fonte: GCP applied technologies (2019)

Com os dados obtidos dos ensaios é possível calcular a resistência equivalente por meio da equação:

$$f_{e,3} = \frac{T_3 \times L}{\left(\frac{L}{150}\right) \times b \times h^2} \quad (2)$$

Onde:

$f_{e,3}$ = Resistência equivalente para deformação L/150;

$b = h = a$ = Lado do corpo de prova;

L = Comprimento do corpo de prova;

T_3 = Tenacidade para a deformação equivalente a L/150 (área sob a curva).

Para a classificação dos compósitos no período pós fissuração, a FIB (2010) define a caracterização de resistências pós fissuração com f_{R1k} e f_{R3k} para os estados limites de serviço e último, respectivamente, e o uso das letras (a, b, c ou d) representando a relação f_{R3k}/f_{R1k} . As tensões residuais são compreendidas no intervalo de 1,0 a 8,0 MPa, sendo 0,5 MPa o fator de escala. Lado outro, a relação f_{R3k}/f_{R1k} são classificadas de acordo com a Tabela 1:

Tabela 1- Classes para as resistências residuais

Letra	Premissa
a	$0,5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0,7$
b	$0,7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0,9$
c	$0,9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1,1$
d	$1,1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1,3$
e	$1,3 \leq f_{R3k}/f_{R1k}$

Fonte: FIB (2010)

Consoante ao alegado anteriormente, as fibras podem substituir parcial ou totalmente a armadura convencional. Para isto, as seguintes relações devem ser verificadas:

$$f_{R1k}/f_{1k} \geq 0,4$$

$$f_{R3k}/f_{R1k} \geq 0,5$$

Onde:

f_{1k} = Resistência do concreto (MPa)

f_{R1k} e f_{R3k} = Resistências características residuais para abertura de fissuras de 0,50 mm e 2,5 mm, respectivamente (MPa).

O comportamento de elementos plástico-rígidos é referenciado pela tensão pós-fissuração no Estado Limite Último (f_{Ftu}). O modelo linear, por sua vez, além do f_{Ftu} , ainda apresenta o f_{Fts} , que corresponde à tensão residual de serviço. O fator w_u representa a abertura da fissura no Estado Limite Último. Os modelos são determinados pelas fórmulas (FIB, 2010):

- Modelo plástico-rígido:

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad (3)$$

- Modelo Linear:

$$f_{Fts} = 0,45 f_{FR1} \quad (4)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5f_{FR3} + 0,2f_{FR1}) \geq 0 \quad (5)$$

Tratando-se de materiais de “suavização de tensão”, ou elementos de fissura única, a lei tensão x deformação é regida pela largura da fissura em relação ao comprimento da estrutura (l_{cs}). A deformação pode ser calculada como (FIB, 2010):

$$\varepsilon = \frac{w}{l_{cs}} \quad (6)$$

Para ambos os modelos lineares, a ductilidade das estruturas rege a relação com a abertura de fissuras permitidas. Assume-se ε_{Fu} (deformação no Estado Limite Último) igual a 2‰ para deformações variavelmente distribuídas na seção transversal, ou 1‰ para casos com distribuição de tensões de tração, apenas. A largura máxima de fissuras permitida é de 2,5 mm. Para peças em geral (incluindo as lajes), sem a presença de armadura comum, sob flexão ou flexo-tração y (distância da linha neutra até a fibra mais tracionada, medida sem a consideração da força elástica da fibra) é adotado pelo valor de h da peça. (FIB, 2010)

Para o Estado Limite de Serviço, as relações tensões x deformações podem ser representadas, de forma semelhante ao concreto comum. As deformações podem ser obtidas por meio das equações:

$$\varepsilon_{SLs} = CMOD_1 / l_{cs} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{ULs} = w_u / l_{cs} = \min(\varepsilon_{Fu}, 2,5 / y) = 2,5 / y \quad (8)$$

A contribuição da adição da fibra ao concreto pode ser calculada nos Estado Limites como (FIB, 2010):

$$f_{Ftsd} = \frac{f_{tsk}}{\gamma_F} \quad (9)$$

$$f_{Ftud} = \frac{f_{tuk}}{\gamma_F} \quad (10)$$

Os coeficientes de segurança utilizados nos cálculos para os Estado Limite Último são:

Tabela 2 - Coeficientes de segurança parciais

Material	Coeficientes de segurança parciais
CRF na Compressão	Vide concreto comum
CRF tração (limite da linearidade)	Vide concreto comum
CRF na tração (tensão residual)	1,5

Fonte: FIB (2010)

Já para o Estado Limite de Serviço, a FIB (2010) alega que os coeficientes parciais devem ser iguais a 1. Quanto à orientação das fibras, pode-se levar o fator K com o valor igual a 1,0, já em situações favoráveis pode-se adotar fatores menores que 1,0 e para situações desfavoráveis adotar fatores maiores que 1,0. Os valores finais utilizam as fórmulas para os Estados Limites:

$$f_{Ftsd,mod} = \frac{f_{Ftsd}}{k} \quad (11)$$

$$f_{Ftud,mod} = \frac{f_{Ftud}}{k} \quad (12)$$

De acordo com o referido anteriormente, as fibras possuem diversas naturezas. Na construção civil, elas desempenham importante papel às estruturas reforçando-as. A Tabela 3 apresenta algumas fibras geralmente utilizadas.

Tabela 3- Tipos de fibras e características particulares

Material	Densidade (g/cm ³)	Módulo de deformação (GPa)	Resistência à tração (MPa)
Aço	7,85	160-200	350-2100
Polipropileno	0,90	3,5-5	450-700
Nylon	1,10	5	900-1100
Vidro	2,60	70-80	2500-3500
Kevlar	1,45	60-120	3600
Carbono	1,90	230-380	1800-2600
Celulose	1,50	10-40	350-2000
Amianto	2,60-3,40	160-200	200-3500

Fonte: Chodounski e Viecili (2007) *apud* Pinheiro (2009)

2.1.1.1 Fibras sem função estrutural

Tratando-se das fibras apresentadas na Figura 6, as fibras de polipropileno e de nylon são consideradas de baixo módulo. Esta tipologia de fibra reforçam o concreto contra a fissuração por retração plástica, não tendo funções estruturais propriamente ditas. No caso das fibras de polipropileno, o incremento de desempenho provido pela adição é verificado apenas nas primeiras idades, pois, para estas, o módulo de elasticidade do concreto também é baixo, sendo compatível ao reforço (Figueiredo, 2000).

As microfibras de propileno (compreendidas entre 36 e 50 mm), segundo a NTC Brasil (2019) podem ser consideradas estruturais. Chodounski e Viecili (2007 *apud* Pinheiro, 2009) apontam que o reforço com as fibras de polipropileno reduz o fenômeno da exsudação, pioram a trabalhabilidade do compósito e têm grandes chances de aflorarem notadamente pela sua densidade. A fibra de nylon possui comportamento semelhante às fibras de polipropileno.

Lado outro, Peruzzi (2002 *apud* Couto, 2017), afirma que as fibras de vidro possuem propriedades atrativas em seu emprego como: baixo coeficiente de dilatação térmica, retenção de propriedades mecânicas a altas temperaturas, grande distensão na ruptura, resistência à tração e a vibração e baixo custo. A Figura 6 apresenta dois tipos de fibras sem função estrutural:

Figura 6 - Fibras sem função estrutural



(a) Fibra de polipropileno

(b) Fibra de vidro

Fonte: Neomatex ^{1,2} (2019)

Por fim, Couto (2017) afirma que o concreto com fibras sem função estrutural deve ser dimensionado como concreto simples, nos casos em que a peça não apresente armadura, e concreto armado, nos casos em que apresente armadura convencional.

2.1.1.2 Fibras de aço

As fibras de aço são o tipo de fibra mais utilizado em estruturas de concreto, pois apresentam alto módulo de elasticidade, incrementando nas resistências à flexão, ao impacto, à fadiga e melhorando características como tenacidade e controle de fissuras (ACI 544.1R-96).

A ABNT NBR 15530:2007 classifica as fibras quanto à conformação da fibra (sistema de ancoragem), quanto ao processo de produção, quanto à disposição, quanto ao revestimento e quanto ao tipo de material.

Quanto ao sistema de ancoragem as fibras são divididas em:

- Tipo A: Possuem ancoragens nas extremidades;
- Tipo B: Corrugadas;
- Tipo R: Retas

Quanto ao processo de produção:

- Classe I: Oriunda de arame trefilado a frio;
- Classe II: Oriunda de chapa laminada cortada a frio;
- Classe III: Oriunda de arame trefilado e escarificado.

A Figura 7 apresenta fibras de aço de ancoragem tipo A:

Figura 7- Fibras de aço



Fonte: Belgo Bekaert Arames (2019)

Como citado anteriormente, o fator de forma (relação entre o comprimento e o diâmetro) das fibras tem vital importância para sucesso do compósito. A NBR 15530:2007 correlaciona este fator, as características já citadas neste item e o limite de resistência do aço, de acordo com a Tabela 4:

Tabela 4 - Resistência do aço

Geometria	Classe da fibra	Fator de forma (λ_{min})	Limite de resistência do aço (MPa)
A	I	40	1000
	II	30	500
C	I	40	800
	II	30	500
	III	30	800
R	I	40	1000
	II	30	500

Fonte: NBR 15530 (2007)

Ramos (2002 *apud* Pinheiro, 2009) afirma que as fibras de aço podem ser empregadas como armadura suplementar de combate ao cisalhamento, em pré-moldados, reparos estruturais, painéis de vedação, túneis e em placas sobre os solos. São citadas também na pavimentação de diversos tipos de vias, obras hidráulicas e estabilização de taludes.

2.2 Concreto protendido

Segundo Almeida Filho (2002 *apud* Fernandes 2018), o primeiro registro de patente relacionado à protensão data o ano de 1872, em que um engenheiro estadunidense chamado P. H. Jackson criou um sistema no qual era feita uma união de vigas com blocos individuais por meio de um tirante. Na década de 20, Eugène Freyssinet desenvolveu métodos de estimativa das perdas de protensão e um sistema de ancoragem de 12 cabos em cunha cônica.

De acordo com Rodrigues (2010), no Brasil, já na década de 70, foram executadas obras em concreto protendido de grande expressão como, por exemplo, as pistas do aeroporto Tom Jobim, no Rio de Janeiro, com pistas de 150 m de comprimento. No caso dos pisos industriais, o autor afirma que há exemplos notáveis com grandes dimensões, todavia, havia dificuldade de prática do sistema aderido (sistema com bainhas preenchidas com calda de cimento).

Ambos os autores ratificam que, no final dos anos 90, chegou ao Brasil o sistema não aderido, composto por cordoalhas engraxadas com aplicação mais acessível, permitindo a acomodação nas espessuras praticadas. Rodrigues (2010) afirma que o sistema possibilitou que a protensão fosse mais acessível e, destarte, competitiva e comum nos pisos industriais de médio a grande porte.

2.2.1 NORMATIZAÇÃO

No Brasil, as estruturas de concreto protendido e as de concreto armado eram abordadas em normas distintas. A primeira norma a tratar de estruturas protendidas foi a NB-116, esta foi substituída pela NBR 7197:1989. Em 2003 as normas de concreto armado e concreto protendido foram unificadas na norma NBR 6118:2003. Atualmente as estruturas de concreto estrutural são concebidas sob égide da ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

A concepção de qualquer projeto de um elemento estrutural em concreto armado ou protendido deve levar em conta o meio em que este será executado, para que a estrutura como um todo tenha uma durabilidade maior. A norma brasileira classifica esses meios em classes de agressividade ambiental (CAA), de acordo com a Figura 8:

Figura 8- Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	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: ABNT NBR 6118 (2014)

Por meio da definição da classe de agressividade ambiental definida, a norma traz a designação da qualidade do concreto de acordo com a técnica estrutural aplicada (estruturas armadas ou protendidas) conforme Figura 9:

Figura 9- Qualidade do concreto de acordo com a Classe de agressividade

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (2014)

A NBR ainda aponta que a Classe de agressividade ambiental rege o cobrimento nominal à que as armaduras devem ser submetidas, novamente sob especificação do tipo de estrutura utilizada (Figura 10):

Figura 10- Cobrimento de acordo com a classe de agressividade

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Por fim, determinam-se, por meio da classe de agressividade ambiental, as exigências de durabilidade das estruturas. São definidas exigências quanto à fissuração e às combinações a serem empregadas nos dimensionamentos (vide Figura 11).

Figura 11- Fissuração e combinações de acordo com a classe de agressividade

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 3.2.

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: NBR 6118 (2014)

Destarte, é possível, por meio da definição dos parâmetros apresentados, iniciar o dimensionamento de uma estrutura protendida. A escolha do tipo de protensão a ser utilizada impacta no custo e na complexidade de execução.

2.2.2 NÍVEIS DE PROTENSÃO

Com o propósito de evitar a fissuração das estruturas, os níveis de protensão podem ser divididos entre parcial, limitada e completa. Por meio dos limites fornecidos pela NBR 6118:2014 de classes de agressividade e analisando a Figura 12 (Tabela 13.4 da NBR 6118), o nível de protensão é obtido.

A protensão parcial (CP nível 1) é adotada em ambientes de classe de agressividade ambiental (CAA) I com armadura pré-tracionada ou com armadura pós-tracionada em ambientes de CAA I e II. Nesta classe de protensão é respeitado o limite de formação de fissuras (ELS-W) para as combinações frequentes de ações com $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$.

A protensão limitada (CP nível 2) é utilizada para classes de agressividade ambiental (CAA) III e IV com armaduras pós-tracionadas, e para a CAA II com armadura pré-tracionada. Nesta classe são respeitados o Estado Limite de Descompressão (ELS-D), isto é, não é permitida tração no concreto para combinações quase-permanentes de ações e o estado limite de formação de fissuras para combinações frequentes de ações.

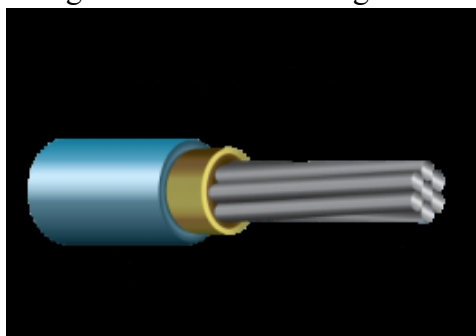
Por fim, a protensão completa (CP nível 3) é utilizada para classes de agressividade ambiental III e IV e, para estes casos, são utilizadas armaduras pré-tracionadas. Nesta classe, o limite de descompressão das estruturas (ELS-D) é respeitado para combinações frequentes de ações. Nada obstante, o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) é respeitado considerando combinações raras de ações.

2.2.3 PROTENSÃO DE CORDOALHAS ENGRAXADAS

Segundo Schmid (2009), na protensão com o sistema aderido, a estrutura é munida de maior segurança contra situações adversas, como incêndios e explosões, pois a armadura ativa encontra-se envolta por nata de cimento e por uma bainha metálica. Esta aderência também permite que sejam feitas cravações e aberturas nas peças, pois mesmo se rompido, o cabo estará aderido ao longo das mesmas. A distribuição das fissuras, nesse caso, ocorre de modo mais difundido e a fabricação é feita de forma mais econômica do que o sistema não aderido.

Em alternativa, na protensão sem aderência, é possível que haja um maior aproveitamento da cordoalha, pois a ausência da bainha metálica permite maior excentricidade dessa. A execução é feita de maneira mais simples, não há a injeção da nata de cimento, as cordoalhas são envoltas por uma graxa protetora contra corrosão sob uma capa (bainha) de polietileno de alta densidade (PEAD) de espessura mínima de 1 mm (vide Figura 12). As perdas por atrito deste processo são menores garantindo maiores tensões nas cordoalhas.

Figura 12- Cordoalha engraxada



Fonte: Impacto protensão (2019)

De acordo com Rodrigues (2010), as cordoalhas utilizadas para pisos industriais são as de sete fios com aço 190-RB, com diâmetros nominais de 12,7 mm e 15,2 mm. A NBR 7483:2008 fornece as características deste tipo de cordoalha de acordo com a Tabela 5:

Tabela 5- Características das cordoalhas com sete fios

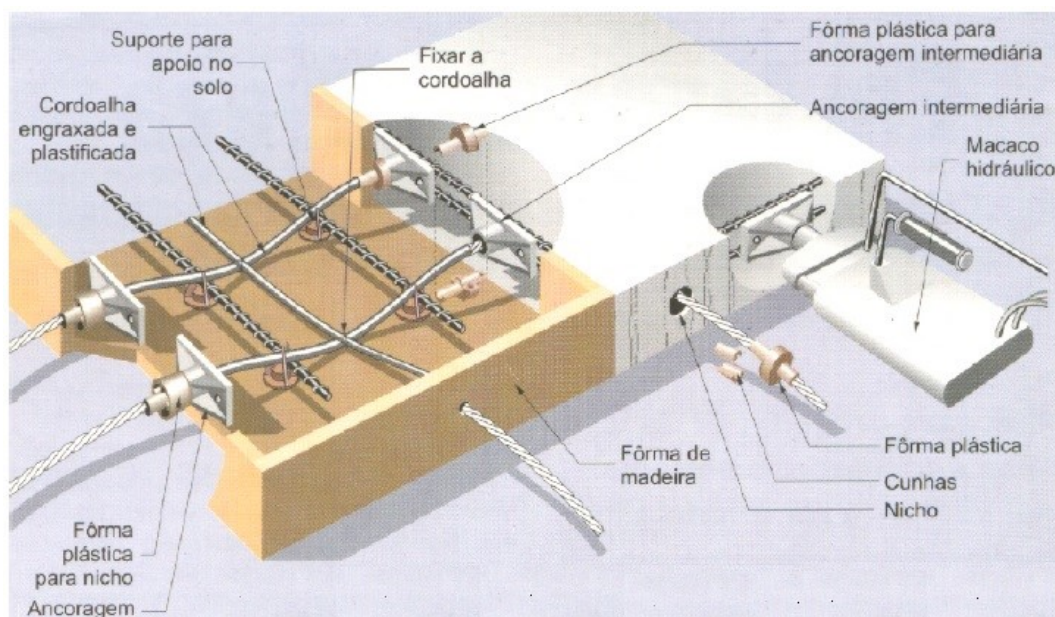
D. nominal (mm)	Área aprox. (mm²)	Área mín. (mm²)	Massa aprox. (Kg/m)	Carga mín. de ruptura (KN)	Carga mín. de alongamento (KN)	Alongamento sob carga¹ (%)
12,7	101,4	98,7	0,890	187,3	168,6	3,5
15,2	143,5	140	1,240	265,8	239,2	3,5

(1) Perda máxima de protensão após 1000 h a 20°C para carga inicial correspondente a 80% da carga de ruptura

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 7483 (2008)

Segundo Emerick (2005), a força de protensão no sistema não aderido é transmitida por meio das ancoragens fixadas nas extremidades das peças. Dessa forma, é necessário o uso de armadura passiva para controle da fissuração. Para cabos maiores que 40 m é necessário que haja dupla protensão ou juntas de concretagem. A Figura 13 apresenta o esquema de uma laje executada com monocordoalhas.

Figura 13- Laje protendida com monocordoalhas



Fonte: Téchne 1997 *apud* Emerick (2005)

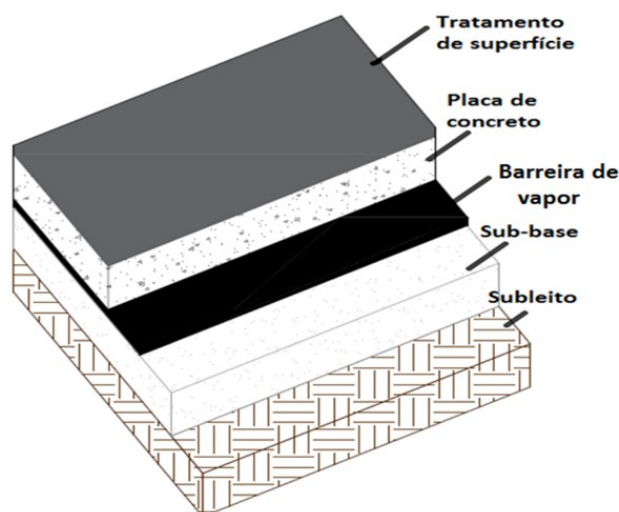
As ancoragens podem ser de dois tipos: ativas e passivas. A ancoragem ativa é aquela onde há o alongamento dos cabos. Esta borda do elemento é dotada das cunhas de protensão, as quais se alojam nos nichos. Já a ancoragem passiva é a posicionada na extremidade oposta ao alongamento (Rodrigues, 2010).

As cordoalhas são protendidas por cilindros comumente chamados de macacos hidráulicos apoiados nas bordas das ancoragens ativas. As cordoalhas recebem a força de protensão de acordo com o projeto. A verificação no momento da protensão deve ser acompanhada por meio da medida do alongamento no momento da aplicação da força, pois equipamentos que não são calibrados ou são calibrados de forma inadequada, podem aplicar uma força maior que a de projeto rompendo as cordoalhas (Fernandes, 2018).

2.3 Sistema pavimento industrial

De acordo com Rodrigues (2010), o pavimento industrial deve ser tomado como um sistema no qual, a harmonização deste, depende de um projeto confeccionado a partir do estudo particular de cada camada componente para que, destarte, as diversas camadas atuem dentro das características de suporte dos materiais constituintes. A Figura 14 apresenta as camadas componentes desse sistema.

Figura 14- Sistema Pavimento Industrial



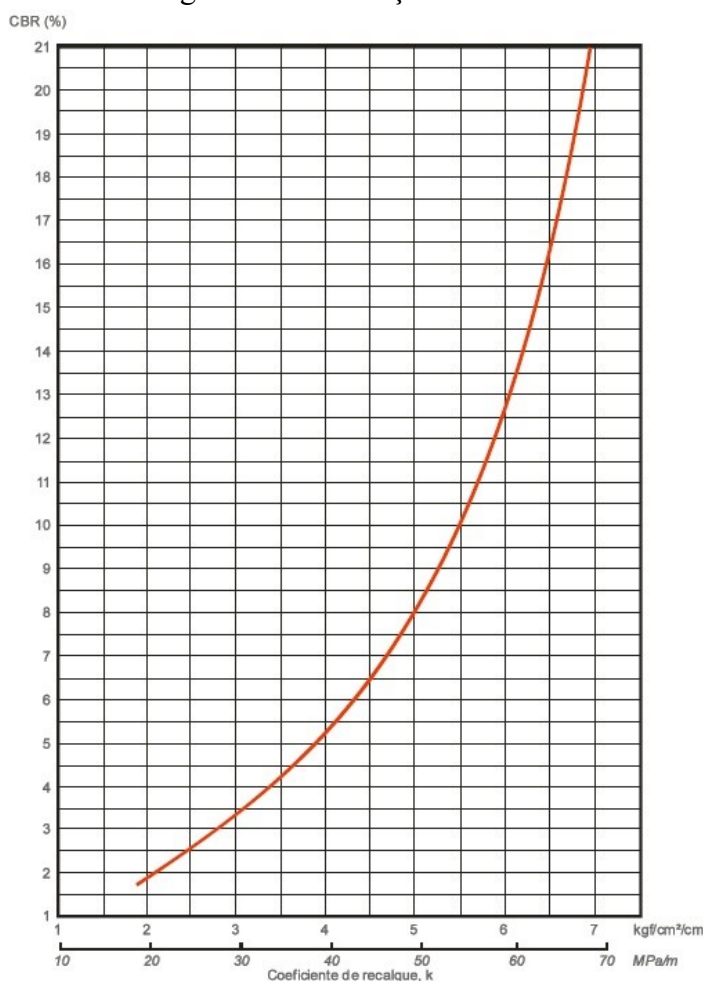
Fonte: Couto (2017)

2.3.1 SOLOS DE FUNDAÇÃO (SUBLEITO)

Oliveira (2009) afirma que a otimização de um projeto de pavimento industrial depende da interpretação dos solos ocorrentes em determinado local. Segundo ele, para o estudo do subleito, são comumente utilizados: Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR) (NBR 9895:2016); Sondagem de simples reconhecimento SPT (ABNT NBR 6484: 2001); Ensaio de compactação (PN) (ABNT NBR 7182: 2016); Ensaio de análise granulométrica (ABNT NBR 7181:2016); Ensaio de determinação dos limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP) (ABNT NBR 6459: 2016 e ABNT NBR 7180: 2016). Consoante a esta publicação, o autor alega que, conhecendo o resultado dos ensaios referidos, é possível escolher a melhor alternativa para que se alcance um melhor desempenho do subleito.

De acordo com o DNIT (2005), no dimensionamento de pavimentos rígidos, o fator que dita a capacidade de carga do subleito é o coeficiente de recalque K do solo, também chamado de módulo de reação ou Módulo de Westergaard. A determinação deste coeficiente é feita conforme a norma DNIT 055/2004-ME (ASTM-D 1196/1993). Todavia, a entidade permite os projetistas utilizarem correlações entre o k e o CBR (parâmetro de facilidade de determinação maior) de acordo com a Figura 15:

Figura 15- Correlação k x CBR



Fonte: DNIT (2005)

Rodrigues *et al* (2015) afirma que, devido ao fato de que os pavimentos industriais sofram solicitações de carregamentos de naturezas estática e dinâmica, a realização de sondagens é imprescindível. Portanto, diferentemente do que é adotado em pavimentos rodoviários (em torno de 1,5 m adotado nestes casos), os solos devem ser conhecidos em horizontes mais profundos.

Para determinar as tensões e deformações causadas em um meio elástico devido à aplicação de um carregamento aplicado na superfície, Boussisneq (Pinto, 2011) criou a seguinte equação:

$$\sigma_v = \frac{3.z^3}{2.\pi.(r^2+z^2)^{5/2}} . P \quad (13)$$

Onde:

σ_v = Tensão vertical (KPa);

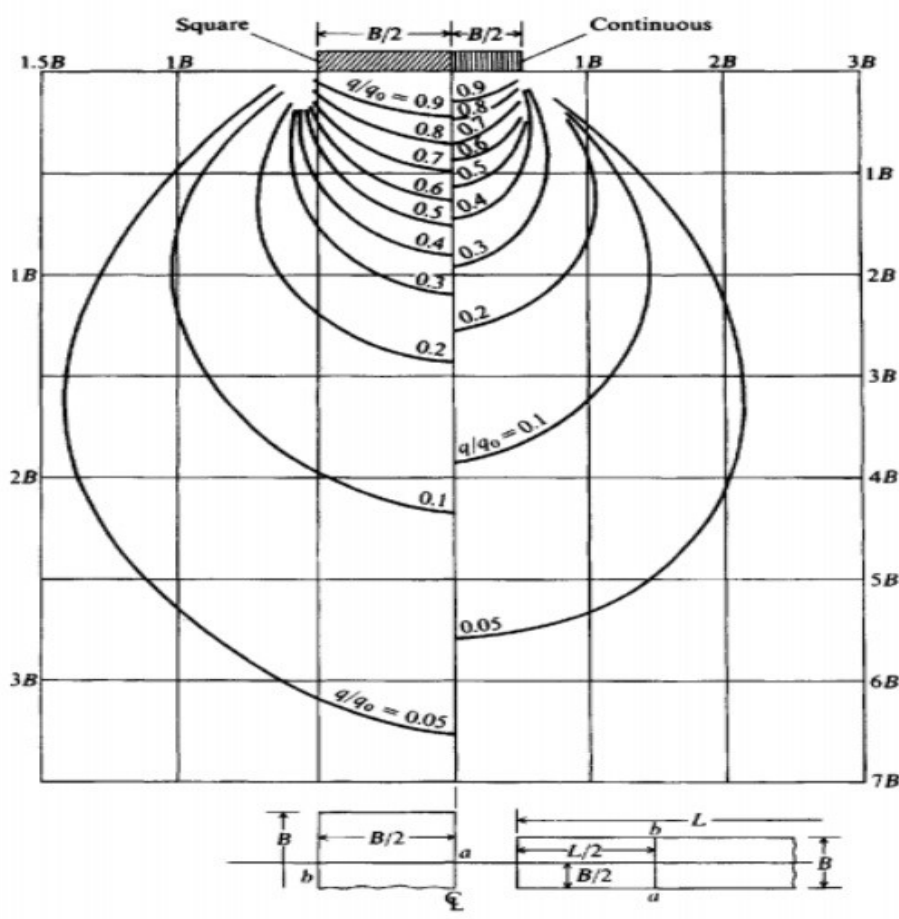
P = Carga aplicada (KN);

z = Profundidade da camada em questão (m);

r = Distância do ponto de aplicação até o ponto de análise (m)

Para o estudo do comportamento do meio elástico sob ação dos carregamentos de uma estrutura, Bowles (1997) apresentou em seu estudo um ábaco que representa as isotensões para diversas profundidades, para dois tipos de carregamentos, a sapata quadrada e a sapata contínua, de acordo com a Figura 16.

Figura 16 - Isotensões para sapata quadrada e sapata corrida



Fonte: Bowles (1997)

Oliveira (2009) defende que as camadas dos cortes e aterros (ABNT NBR 5681:2015) devem ser inspecionadas rigorosamente durante a execução. Ele ainda ressalta que os investimentos feitos nas melhorias do subleito oneram menos uma obra, em comparação com correções das camadas superiores que são entendidas como camadas mais nobres. A Figura 17 apresenta o preparo de um subleito para a execução de um piso industrial.

Figura 17- Preparo do subleito



Fonte: Técnica (2012)

Segundo Oliveira (2000), o pavimento de concreto absorve os momentos impostos pelos carregamentos e transmite-os à fundação com intensidades menores, fato este que implica no descarte da necessidade de o subleito apresentar elevada resistência. Contudo, os pavimentos podem apresentar patologias quando implantados grandes camadas de argila mole ou sobre solos expansivos.

2.3.2 SUB-BASE

Pitta (1987 *apud* Rodrigues *et al* 2006) afirma que o emprego das sub-bases tem como objetivos: uniformizar o subleito, controlar os efeitos dos solos expansivos e impedir o bombeamento dos finos dos solos. Outrossim, Rodrigues (2010) aponta que as sub-bases também impedem a umidade ascendente advinda da capilaridade do solo e auxiliam na drenagem de pavimentos em áreas abertas. O autor ainda afirma que as sub-bases devem ser escolhidas de modo a evitar a fadiga dos subleitos.

De acordo com DNIT (2005), as sub-bases para pavimentos de concreto podem ser divididas de acordo com a Tabela 6:

Tabela 6- Tipos de sub-bases

Sub-base para pavimentos de concreto	Sub-bases granulares (naturais ou industrializados)	Granulometria fechada	
		Granulometria aberta	
	Sub-bases tratadas	Com cimento	Solo – cimento Solo melhorado com cimento Brita graduada com cimento Concreto rolado
		Com outros aditivos	Asfalto Cal Pozolana

Fonte: Adaptado de DNIT (2005)

Já a Tabela 7 apresenta a variação do módulo de elasticidade e perda de suporte dos materiais comumente utilizados para execução das sub-bases:

Tabela 7-Módulo de elasticidade e perda de suporte dos materiais

Tipo do Material	Módulo de Elasticidade (MPa)	Perda de suporte
Concreto compactado com rolo	7000 a 14000	0 a 1
Brita graduada tratada com cimento	3500 a 7000	0 a 1
Bases tratadas com asfalto	2500 a 7000	0 a 1
Misturas estabilizadas com betume	280 a 2100	1 a 3
Solo cal	140 a 490	1 a 3
Base granular	100 a 300	1 a 3
Material fino ou subleito	20 a 280	2 a 3

Fonte: Adaptado de AASHTO (1993 *apud* Rodrigues; Pitta (1997)

As sub-bases granulares são constituídas por solos, material britado ou pela mistura destes. Ao utilizar exclusivamente material petroso, têm-se sub-bases de brita graduada ou corrida. Em alternativa, ao utilizar material petroso e material natural, são caracterizadas como solo-brita (DNIT, 2006).

Para as sub-bases granulares requerer-se-ão as seguintes faixas granulométricas:

Tabela 8- Faixas granulométricas para sub-bases de pavimentos de concreto

Abertura da Peneira (mm)	Porcentagem passando, em massa (%)					
	A	B	C	D	E	F
50,0	100	100	-	-	-	-
25,0	-	75-95	100	100	100	100
9,5	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
4,75	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
2,00	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
0,425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
0,075	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20	8-25

Fonte: DNIT (2005)

Além do mais, Pitta (1998) afirma que as sub-bases têm a funcionalidade de incrementar o valor do coeficiente de recalque do sistema (vide Anexo A). A Figura 18 apresenta a execução de base granular:

Figura 18- Execução de sub-base granular



Fonte: Além da inércia (2019)

Segundo Pitta (1998), as sub-bases tratadas com cimento são empregadas para solicitações mais intensas. Serão apresentadas as tipologias: solo melhorado com cimento (SMC), o solo cimento, brita graduada tratada com cimento (BGTC) e o concreto compactado com rolo. Além disto, DNIT (2005), DNIT (2010), DNIT (2013) e DER (2005) trazem os seguintes valores recomendáveis para execução de sub-bases que utilizam o cimento Portland:

Tabela 9- Características de sub-bases tratadas com cimento

Tipos de Estabilização	Requisitos mínimos de granulometria e outros	Requisitos de dosagem	Espessuras usuais
Solo melhorado com cimento	1) Tabela 10; 2) IP máximo de 18%; 3) LL inferior a 40%	1) Índice de suporte Califórnia igual ou maior que 30%; 2) Consumo mínimo de cimento igual a 3% em massa.	10 a 20 cm
Solo-cimento	Figura 19	1) Resistência mínima à compressão simples, aos 7 dias entre 1,4 e 2,1 MPa; 2) Consumo mínimo de cimento igual a 5% em massa	10 a 20 cm
Brita graduada tratada com cimento	Figura 20	1) Resistência mínima à compressão simples, aos 7 dias entre 3,5 e 5,0 MPa; 2) Consumo mínimo de cimento igual a 3% em massa	10 a 20 cm
Concreto compactado com rolo	Tabela 11	1) Resistência mínima à compressão simples, aos 7 dias, maior que 5,0 MPa; 2) Consumo cimento: agregado entre 1:15 e 1:22.	7,5 a 15 cm

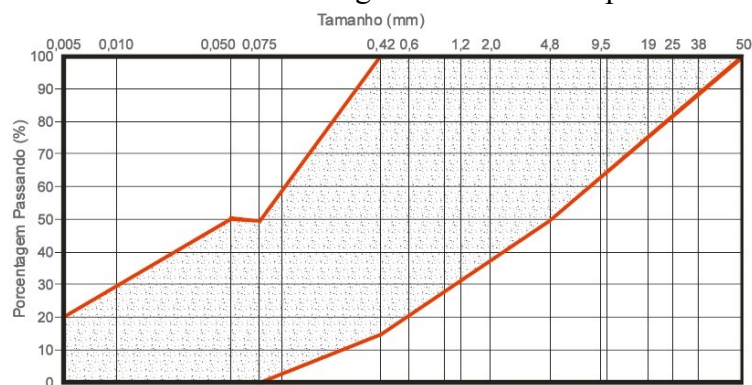
Fonte: Adaptado de DNIT (2005), DER (2005), DNIT (2010) e DNIT (2013)

Tabela 10- Faixa granulométrica dos solos para SMC

Peneiras (mm)	% Passando, em peso
50,8	100
4,8	55-100
0,074	5-45

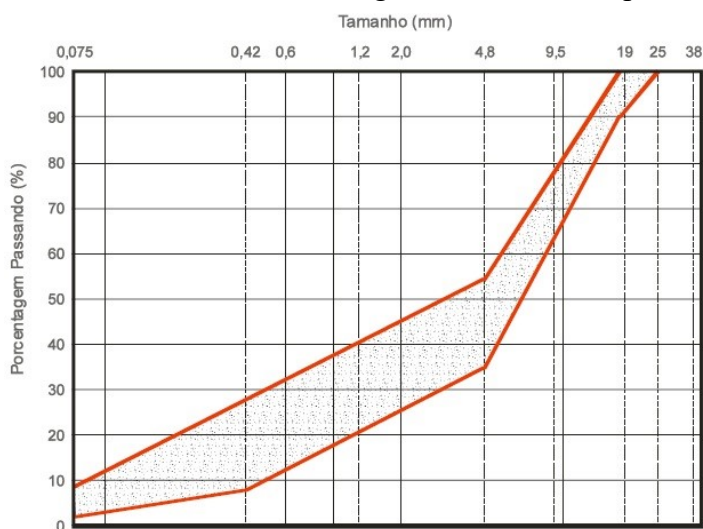
Fonte: Adaptado de DER (2005)

Figura 19- Faixa Granulométrica geral recomendada para solo-cimento



Fonte: DNIT (2005)

Figura 20- Faixa Granulométrica geral recomendada para BGTC



Fonte: DNIT (2005)

Tabela 11- Faixa granulométrica da mistura do CCR

Abertura da peneira	Porcentagem que passa (%)
38	100
32	100 – 95
25	92-82
19	84-74
12,5	74-64
9,5	68-58
6,3	60-50
4,8	55-45
2,4	45-35

1,2	37-27
0,6	30-20
0,3	25-15
0,15	21-11
0,075	18-8

Fonte: DNIT (2013)

O DNIT (2005) recomenda a determinação do coeficiente k por meio da prova de carga estática no topo da sub-base. A entidade fornece ábacos, para as diferentes tipologias de sub-bases tratadas com cimento, em ordem a correlacionar os valores de k às suas respectivas espessuras. Nada obstante, a normativa recomenda limitar em torno de 150 MPa/m o valor de k no topo da sub-base. Os ábacos com os incrementos das sub-bases com o uso de cimento se encontram no Anexo A. A Figura 21 apresenta a execução de uma sub-base em solo-cimento:

Figura 21- Execução de sub-base de solo-cimento



Fonte: Zanetti terraplanagem (2019)

Por fim, das sub-bases que utilizam o cimento como elemento estabilizante, apresenta-se o concreto compactado com rolo (CCR). Segundo o DNIT (2013), o CCR é “[...] um concreto simples com baixo consumo de cimento e consistência seca, permitindo a compactação com rolos compressores ou equipamento similar”. A especificação técnica citada apresenta, além do apresentado na Tabela 10, os valores:

- De 80 Kg/m³ a 120 Kg/m³ de consumo de cimento;
- D_{máx} do agregado até 1/3 da espessura da sub-base ou 32 mm adotando o menor entre estes

A Figura 22 apresenta a execução do CCR:

Figura 22- Execução de CCR



Fonte: Engenharia 360 (2019)

2.3.3 BARREIRA DE VAPOR

Segundo João (2014), a principal função da barreira de vapor é a permissão de movimentação entre a laje de concreto e a camada sub-base, permitindo a acomodação para os esforços devidos à retração do concreto da laje de acordo com a Figura 23:

Figura 23- Detalhe da solicitação da barreira de vapor



Fonte: PTR da USP apud Santos (2015)

Concomitantemente, Hovaghimian e Rodrigues (2008) afirmam que as barreiras de vapor podem ser constituídas principalmente por lonas plásticas ou imprimações impermeabilizantes. Consoante a essa publicação, essas barreiras têm a função de impedir patologias oriundas da umidade ascendente das camadas inferiores do sistema pavimento. A Figura 24 apresenta a execução da barreira de vapor:

Figura 24- Execução da barreira de vapor



Fonte: Habitíssimo (2019)

2.3.4 LAJE DE CONCRETO

Segundo Hovaghimian e Rodrigues (2008), a laje de concreto é o elemento mais importante do sistema pavimento. Ela tem a responsabilidade de transferir os carregamentos até a fundação, fazendo com que esta não ultrapasse o seu limite elástico para que não haja deformações permanentes. Ela atua também como superfície de ancoragem para revestimentos.

João (2014) alega que as patologias recorrentes aos pavimentos térreos de concreto geralmente estão correlacionadas às escolhas incorretas do tipo e falhas nas execuções destes pavimentos. Segundo o autor, além da resistência à compressão, devem ser analisadas outras características como: resistência à flexão, desgaste, exsudação e retração. Os pisos industriais podem ser classificados segundo a escola de dimensionamento, quanto sua fundação, quanto ao uso e quanto ao emprego estrutural. As classificações serão detalhadas na seção 2.4 deste estudo.

2.3.5 ACABAMENTO E TRATAMENTO SUPERFICIAL

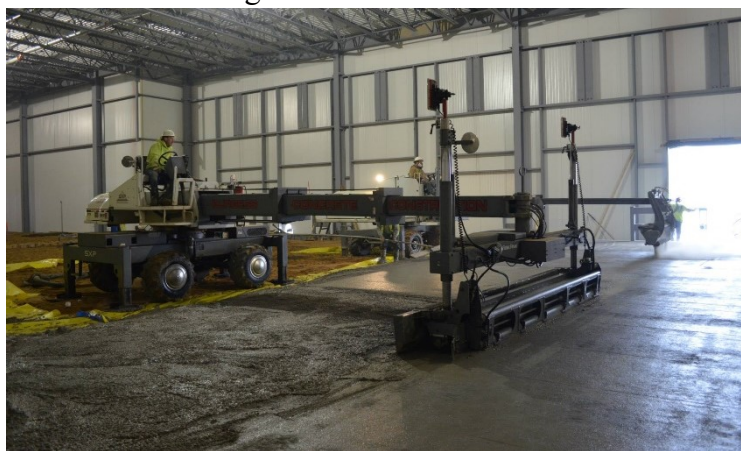
Segundo João (2014), as superfícies dos pavimentos devem apresentar características adequadas ao fim que estes elementos estruturais se destinam. O tratamento superficial pode ser de diversos tipos como: superfície da própria laje com acabamento diferenciado, endurecedores de superfície ou camadas de revestimentos epóxi. As superfícies são escolhidas

observando a resistência a choques, abrasão, riscos e agentes químicos que podem entrar em contato com o pavimento.

Já para Rodrigues (2006), os pisos podem ser classificados em pisos de camada única (onde a própria laje funciona como revestimento) e os de revestimento argamassados. Para ambas as tipologias, os métodos executivos de acabamento são comuns. Primeiramente, há o adensamento do concreto realizado por vibradores. Para o sarrafeamento, são utilizadas régulas vibratórias ou o *Laser Screed* que executa o espalhamento do concreto, adensa superficialmente o este e nivela pavimento (Figura 25).

Após o concreto ter endurecido parcialmente (após 3 horas da concretagem e/ou análise de pegadas com profundidade de, aproximadamente, 4 mm) há o desempenamento mecânico, que consiste na consolidação e compactação da superfície do concreto. O desempenamento é feito geralmente por acabadoras mecânicas constituídas de discos planos (Figura 26). Estes equipamentos são também utilizados na fase final (desempeno fino ou alisamento superficial) com lâminas mais finas (Rodrigues, 2010).

Figura 25 – Laser Screed



Fonte: Burgess Concrete (2019)

Figura 26- Acabadora mecânica



Fonte: NG Piso (2019)

Entre o desempenho mecânico e o superficial são utilizados rodos de corte para corrigir ondulações superficiais deixadas pelos equipamentos de vibração. O rodo de corte desloca a nata de cimento localizada na superfície do pavimento. Vale ressaltar que as operações com o rodo de corte controlam o aparecimento de fibras na superfície do concreto (Rodrigues, 2010). A Figura 27 apresenta a utilização do rodo de corte:

Figura 27 – Utilização do rodo de corte



Fonte: Técnica (2019)

Rodrigues (2010) alega que as execuções de pisos industriais evoluíram desde a década de 90, e um sistema de medição superficial destacou-se nesse processo. Este sistema eliminou a necessidade de métodos empíricos para determinação de planicidade, estes métodos lançavam mão de equipamentos para aferir ondulações no pavimento como, por exemplo, réguas apoiadas sobre a superfície.

O método referido é denominado *F-Number* (ASTM, 1986; ACI, 1989 *apud* Rodrigues 2010). Este possibilita a determinação objetiva de valores para a planicidade (*Floor Flatness - F_F*) e para o nivelamento (*Floor Levelness F_L*). O F_F é determinado pela máxima curvatura do piso em 600 mm tomando-se duas medidas sucessivas no intervalo de 300 mm. Lado outro, o F_L é definido por conformidade da superfície tomando-se um plano de referência no intervalo de 3 m (Chodounsky *apud* Couto, 2017). A Tabela 11 apresenta alguns valores característicos destes índices:

Tabela 12 - F-numbers de acordo com o uso de pavimentos térreos

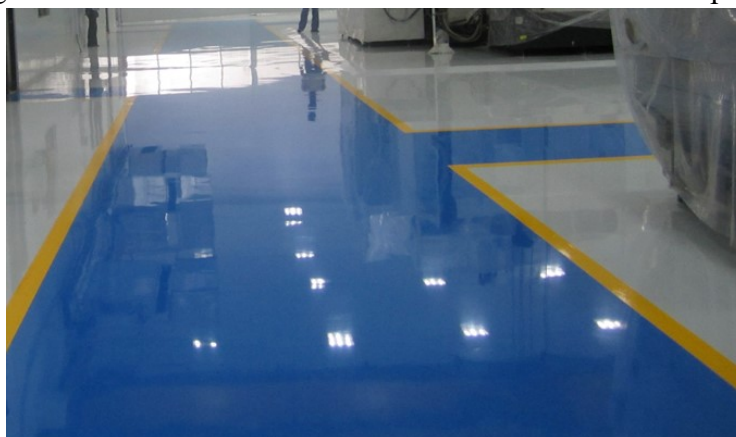
Planicidade F_F	Nivelamento F_L	Uso típico
20	15	Não crítico: salas mecânicas, áreas restritas ao público, superfícies para pisos elevados, contrapisos argamassados estacionamentos

25	20	Áreas com carpetes, edifícios industriais e comerciais com baixo tráfego
35	25	Pisos com revestimentos finos, depósitos com tráfego moderado a elevado
45	35	Depósitos com porta-pallets, pistas de patinação e pisos de ginásios
> 50	> 50	Estúdios de cinema ou televisão

Fonte: Adaptado de ACI 302 (2004)

Com o intuito de garantir melhoras à superfície, como as citadas no início desta seção e, suplementando essas características, facilitar demarcações de áreas e melhorias estéticas, surge o emprego dos revestimentos de alto desempenho (RADs). Estes se dividem em autonivelantes, multicamadas e os argamassados ou espatulados (Hovaghimian e Rodrigues, 2008). A Figura 28 apresenta um piso industrial com aplicação de um RAD autonivelante.

Figura 28- Piso industrial com revestimento de alto desempenho



Fonte: Planos Pisos Industriais (2019)

2.3.6 JUNTAS

O concreto sofre diversas variações volumétricas durante sua vida útil. Para dissipar as movimentações e evitar danos provenientes dessas variações, surgem as juntas. Estas representam os pontos mais frágeis dos pisos, portanto, seu dimensionamento e execução exigem esmero, para que não ocorram deficiências estruturais, podendo levar a perdas dos materiais de selagem e preenchimento das juntas até o esborcinamento que é a ruptura das bordas das placas (Rodrigues et al., 2015)

Rodrigues et al. (2015) acrescentam que as juntas são divididas em três tipos:

- Juntas de construção: São executadas devido às limitações dos métodos executivos. Normalmente são longitudinais à obra, devem ser executadas com utilização de barras de transferência (barras de aço lisas) e posicionadas onde o tráfego é reduzido;
- Juntas serradas: São executadas transversalmente à obra para que o concreto da placa possa fissurar. Elas devem ser executadas após a cura inicial e suas dimensões devem estar entre 1/4 e 1/3 da espessura da placa;
- Juntas de encontro ou expansão: São executadas com o objetivo de segregar o pavimento das demais estruturas como blocos, vigas e pilares. Elas podem possuir barras de transferência e atuam para impedir defeitos causados pela retração e pela variação térmica. O encontro é entre 5 e 20 mm.

Rodrigues (2010) alega que, para preenchimento de juntas onde há tráfego de equipamentos pneumáticos, os materiais mais indicados são os silicones e os poliuretanos modificados ou não, permitindo movimentação e vedação da junta. Lado outro, para tráfego de equipamentos com rodas rígidas, são necessários materiais semirrígidos, como alguns epóxis. O autor acrescenta que o preenchimento deve ser apoiado no fundo da junta, pois a capacidade conferir-se-á pelo apoio do material e não por sua aderência.

2.4 Pavimentos de concreto

2.4.1 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À ESCOLA

Segundo Rodrigues et al (2015), o Brasil adotou a escola europeia como via de dimensionamento. O autor afirma que a escola europeia preza por pavimentos munidos de reforços advindos de fibras, telas soldadas ou mesmo cordoalhas protendidas, possibilitando o emprego de placas delgadas com áreas superiores a 500 m². Estes tipos de placas, apesar de possuir um elevado custo de implantação e possuir uma complexidade de execução maior, apresentam valores reduzidos de consumo de concreto, número de juntas e custo de manutenção.

Já a escola americana produz pavimentos constituídos de concreto simples com placas variando de 20 m² a 25 m², empregando uma rigidez maior a estas. Estas placas apresentam custo e complexidade de execução baixos, porém possuem custo de manutenção, consumo de concreto e quantidade de juntas elevados. Este estudo ainda afirma que, o emprego de placas delgadas, possibilita que a placa se adeque melhor ao subleito, promovendo um melhor desempenho quanto aos recalques diferenciais (Rodrigues 2010).

2.4.2 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO TIPO DE FUNDAÇÃO

Quanto ao tipo de fundação, os pavimentos podem ser divididos em duas tipologias: fundação direta e fundação profunda. Os pisos em fundação direta são os mais comuns, apoiam-se diretamente no subleito havendo ou não o emprego de sub-bases. Este primeiro tipo de fundação é melhor empregada quando há incidência de cargas pontuais e móveis pois, para esta fundação, a capacidade de redistribuir os esforços provenientes de carregamentos uniformemente distribuídos é baixa (Rodrigues et al., 2006).

Já os pisos executados em fundação profunda, segundo o mesmo autor, são empregados quando o solo não possui boa capacidade suporte. Nesses casos são adotadas soluções em concreto armado, sendo estas: lajes sobre vigas (armadas em uma ou duas direções) ou as lajes planas (comumente chamadas de lajes cogumelo). As lajes sem vigas são mais utilizadas.

2.4.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO TIPO DE USO

A ANAPRE (Associação Nacional de Pisos e Revestimento de Alto Desempenho, 2019) classifica os pisos industriais em cinco tipologias referente ao uso. Estas tipologias são verificadas na Tabela 13.

Tabela 13- Classificação dos pisos quanto à utilização segundo a ANAPRE

Destinação	Características
Industrial	1. O piso deve ser considerado como equipamento para produção; 2. Recebem a ação de equipamentos diretamente apoiados ou contornam as bases com fundação profundas; 3. Elevado grau de complexidade de projetos devido às mudanças de layout em função de novos equipamentos; 4. Elevada utilização dos Revestimentos de alto desempenho (RADs) para proteção do piso, facilidade de manutenção, limpeza, aspectos estéticos e sinalização.
Armazenagem	1. O piso deve ser considerado como equipamento para produção de forma mais expressiva do que nos pisos industriais, pois eles estão diretamente ligados à produtividade; 2. São indicados a utilização de técnicas com número de juntas reduzido como, por exemplo, os pisos de concreto estruturalmente armado, os de concreto reforçados com fibras e o de concreto protendido, evitando patologias nas juntas causados pelo trânsito de máquinas e empilhadeiras; 3. São utilizados endurecedores de superfície, aspersões minerais ou metálicas para garantir a resistência superficial mediante a grande solicitação de esforços abrasivos.
Sistemas viários e pavimentos rígidos	1. Empregados nos sistemas viários de indústrias, urbanos, rodoviários, estacionamento de aeronaves e áreas portuárias; 2. Quando reforçados, apresentam de 14 a 40 cm de espessura; 3. Sujeitos a cargas elevadas e tensões de origem térmica.

Estacionamentos	1. Apresentam vantagens comparados aos pavimentos asfálticos como: melhor durabilidade, resistência ao desgaste, aos agentes químicos e menor custo de manutenção; 2. Por terem índices maiores de reflexão, reduzem as ilhas de calor e facilitam a iluminação noturna; 3. Logística de execução em áreas fechadas e subsolos superior devido às dimensões dos equipamentos utilizados.
Pisos comerciais	1. Proporcionam flexibilidade sendo elemento de fundação de paredes e mezaninos; 2. Podem exercer papel decorativo sendo utilizados com pigmentos e diferentes lapidações que dão aspectos vítreos aos pisos.

Fonte: Adaptado de ANAPRE (2019)

Já a ACI 302.1R (2004) classifica os pavimentos quanto às classes de tráfego e informa os tipos de revestimentos adequados de acordo com a Tabela 14:

Tabela 14- Classificação dos pisos quanto à utilização segundo a ACI 302

Classe	Tipo de tráfego previsto	Uso	Considerações Especiais	Acabamento Final
1	Pedestre leve	Pisos residenciais, sobretudo com revestimentos	Drenagem do terreno, nivelamento adequado do piso para o revestimento; cura	Desempeno comum
2	Pedestre	Escritórios e Igrejas; normalmente com revestimentos decorativos	Tolerâncias superficiais (inclusive pisos elevados); agregado antiderrapante em áreas específicas, agregados minerais coloridos; endurecedores ou agregados expostos; layout artístico de juntas	Desempeno comum; acabamento antiderrapante onde necessário
3	Pedestres e Rodas Pneumáticas	Passeios externos, pistas, pisos de garagem, calçadas	Drenagem do terreno; incorporador de ar adequado; cuidados especiais com a cura	Desempenadeira manual, rodo ou acabamento com esponja
4	Pedestre e tráfego de veículos leves	Comercial	Nivelamento adequado do piso para o revestimento; acabamento antiderrapante para áreas específicas; cuidados especiais com a cura	Acabamento normal com acabadora mecânica
5	Tráfego de veículos industriais com rodas pneumáticas	Pisos industriais sujeitos a cargas leves em áreas de fabricação, processamento e depósito	Base bem executada e uniforme; regularidade superficial; layout de juntas; resistência à abrasão; cuidados especiais com a cura	Acabamento intenso com acabadora de superfície mecânica
6	Tráfego de veículos industriais com rodas rígidas	Pisos industriais sujeitos a tráfego intenso; podendo estar sujeito ao impacto de cargas	Base bem executada e uniforme; regularidade superficial; layout de juntas; mecanismos de transferência de cargas; resistência à abrasão; cuidados especiais com a cura	Agregados metálicos ou minerais; acabamento intenso com acabadora de superfície mecânica, repetidas vezes
7	Tráfego de veículos industriais com rodas rígidas	Pisos com camadas superficiais a tráfego intenso e impacto	Camada de base - Base bem executada e uniforme; nivelamento da superfície; armadura de retração; layout de juntas; cuidados com a cura	Superfície com textura e limpeza adequadas para permitir a aderência da

			Camada superficial – composta de agregado bem graduado todo mineral ou todo metálico aplicado cobrindo a superfície de alta resistência para endurecer; regularidade superficial, cuidados especiais com a cura	camada superficial de recobrimento. Acabadoras de superfície mecânica com disco ou com pás, repetidas vezes
8	Como nas classes 4, 5 ou 6	Camadas superficiais não aderidas – Pisos isolados para câmaras frigoríficas, pisos velhos, ou onde o cronograma da construção ditar	Isolar da superfície antiga; utilizar armadura; espessura mínima de 7,5 cm; resistência à abrasão; cuidados com a cura	Acabamento intenso com acabadora de superfície mecânica
9	Superflat ou com tolerâncias superficiais rígidas. Veículos especiais de movimentação de materiais ou automatizados que requeiram tolerância precisas.	Corredores estreitos, almoxarifados com alturas elevadas de estocagem, estúdios de televisão.	Exigências de qualidade do concreto diversas. Salgamentos para endurecimento de superfície não devem ser usados a menos em aplicações especiais e com muito cuidado no emprego.; layout de juntas próprio, Ff 35 a Ff 125(Fmin 100 é um piso superflat)	

Fonte: Adaptado de ACI 3021R (2004)

2.4.4 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO EMPREGO ESTRUTURAL

Quanto ao reforço, os pavimentos industriais podem ser divididos em 5 principais categorias: concreto simples, concreto simples com armadura distribuída, concreto estruturalmente armado, concreto reforçado com fibras e concreto protendido.

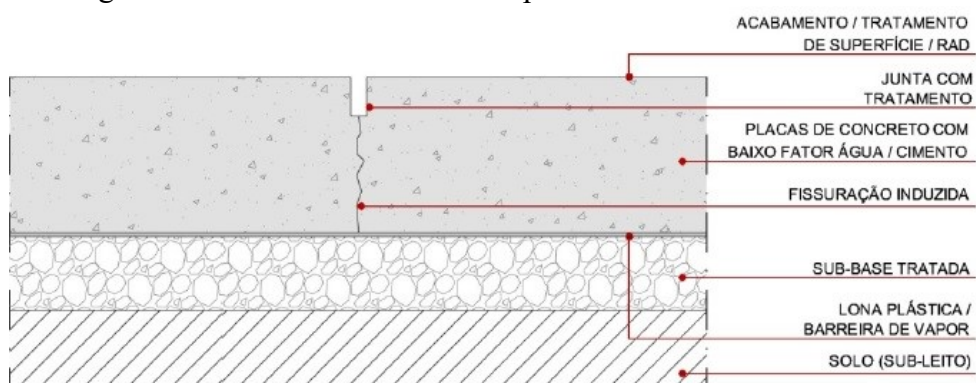
2.4.4.1 Pavimento de concreto simples

O pavimento de concreto simples não apresenta armaduras com funções estruturais ou com o objetivo de controlar a fissuração. Destarte, o concreto tem a tarefa de resistir aos esforços de compressão e de tração advindos dos carregamentos externos, da retração e da variação térmica (Cunha, 2013).

Segundo a mesma autora, esta tipologia de piso é moldada in loco com juntas transversais e longitudinais moldadas ou serradas a fim de controlar a fissuração causada pelos esforços já citados e pelo empenamento. Ela acrescenta que os pavimentos podem ou

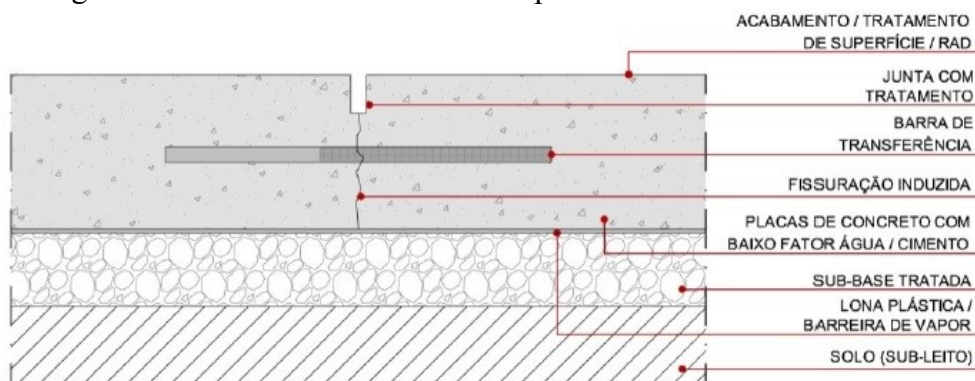
não apresentar barras de transferência (BT), para o caso das juntas transversais, e barras de ligação (BL), para o caso das juntas longitudinais. As Figuras 29 e 30 representam os pavimentos de concreto simples sem a presença e com a presença de barra de transferência, respectivamente:

Figura 29- Pavimento concreto simples sem barra de transferência



Fonte: Cristelli (2010)

Figura 30- Pavimento de concreto simples com barra de transferência



Fonte: Cristelli (2010)

Por apresentar elevada resistência à compressão e baixa resistência à tração, Senefonte (2007) afirma que os pavimentos em concreto simples são dimensionados com espessuras e quantidade de juntas elevadas. As dimensões das placas nestes casos são, na maioria das vezes, menores que 30 m².

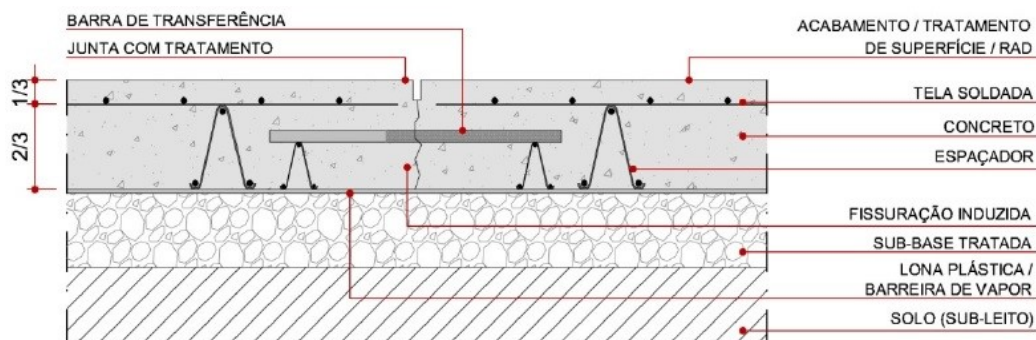
Ademais, Cunha (2013) afirma que as placas de concreto simples não têm sido empregadas no Brasil. As principais justificativas seriam os custos dos insumos desta tipologia abrangendo as barras de transferência, espaçadores soldados (treliças) e tratamento de juntas como o epóxi semirrígido ou lábio polimérico e, além disso, o número de patologias relacionadas ao número de juntas, principalmente onde há tráfego de paleteiras ou empilhadeiras.

2.4.4.2 Pavimento de concreto simples com armadura distribuída

Os pavimentos de concreto simples com o emprego de armadura distribuída são os mais comuns entre os pisos industriais. Eles são constituídos por uma armadura posicionada no terço superior da placa de concreto. As armaduras são pré-fabricadas e constituídas por aço CA-60 dispostos em forma de cruz (tela soldada), elas possuem a funcionalidade de controlar a fissuração da placa (Cunha, 2013).

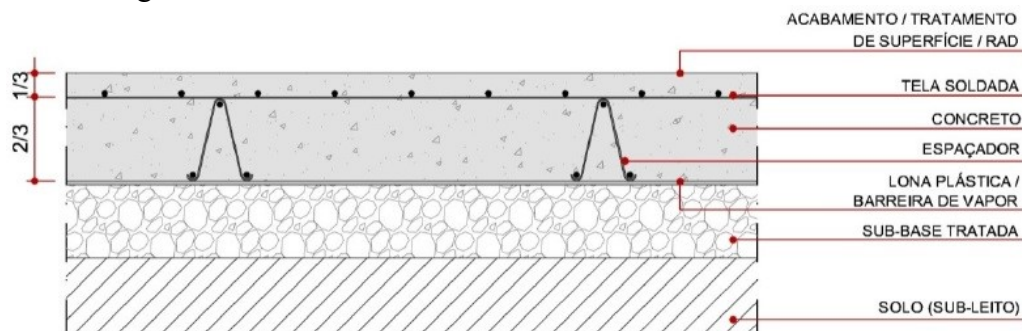
Em seu estudo, Oliveira (2000) segmenta esta tipologia de pavimentos em duas: os pavimentos de armadura distribuída descontínua e os pavimentos continuamente armados. Segundo a autora, no primeiro caso, a armadura fica a pelo menos 5 cm da face superior do pavimento e é possível a execução de placas com 30 metros de comprimento por 6 metros de largura, todavia, são executadas, em sua maioria, com 15 metros de comprimento, reduzindo consideravelmente o número de juntas. No segundo caso, a autora alega que a armadura é distribuída em toda sua extensão, apresentando apenas, em alguns casos, juntas longitudinais, e, para os demais casos, possuindo apenas as juntas construtivas. As Figuras 31 e 32 representam os pavimentos com armadura distribuídas descontínuas e contínuas, respectivamente.

Figura 31- Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua



Fonte: Cristelli (2010)

Figura 32- Pavimento com armadura distribuída continuamente



Fonte: Cristelli (2010)

Para ambas as autoras, os pavimentos com armadura contínua apresentam fissuras de retração igualmente espaçadas que, por intermédio das barras ou telas soldadas, são controladas. Também é de entendimento mútuo que, pelo elevado custo, a técnica não é usual no Brasil.

Rodrigues e Pitta (1997), reiteram que os pisos com armadura distribuída contínua não devem ser considerados estruturalmente armados, pois a armadura absorve uma pequena parcela de esforços gerados pelos carregamentos, menos de 10%, segundo Senefonte (2007). Quanto ao posicionamento da armadura, Cunha (2013) afirma, a exemplo dos pisos de armadura distribuída descontínua, que as barras ou telas são posicionadas no terço superior da placa. A Figura 33 apresenta um piso de concreto com armadura distribuída.

Figura 33- Piso de concreto com armadura distribuída



Fonte: Master Plate (2019)

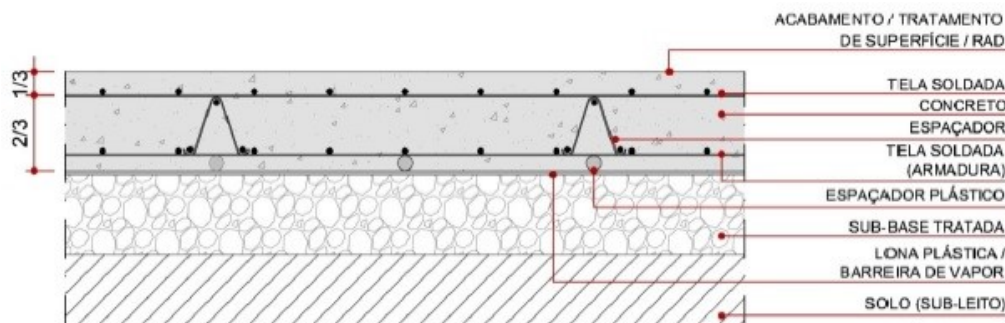
2.4.4.3 Pavimento de concreto estruturalmente armado

O pavimento de concreto estruturalmente armado é constituído por placas munidas de armaduras positivas para combate às maiores tensões de tração. As posições das tensões são alvo de estudos de modo que se posicione a armadura nessas posições para que as peças possuam um melhor desempenho. A redução das espessuras das placas e um maior espaçamento das juntas são os principais ganhos ao se empregar estes pavimentos. (Oliveira, 2000).

Segundo a mesma autora, é corriqueiro o emprego de elementos de transferência de esforços nas juntas, podendo considerar placas de grandes dimensões. Ademais, estes pavimentos, além da armadura positiva, constituída por telas soldadas destinadas ao combate dos momentos fletores, apresentam uma malha de armadura superior para controle do

fenômeno da retração. É possível verificar a disposição das armaduras de acordo com a Figura 34 e a execução de um piso de concreto estruturalmente armado:

Figura 34- Pavimento de concreto estruturalmente armado



Fonte: Cristelli (2010)

Figura 35- Execução de piso de concreto estruturalmente armado



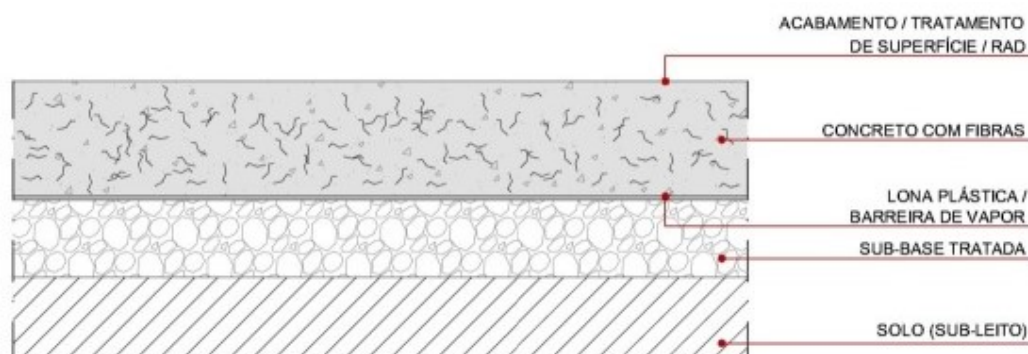
Fonte: CT Guedes (2019)

Chodounsky e Viecilli (2007 *apud* Cunha 2013) afirmam que as distâncias entre juntas nos pavimentos de concreto estruturalmente armados variam de 5 a 20 metros. Esta tipologia de pavimentação tem ocupado espaço no mercado paulatinamente e é conhecida como *jointless floor*.

2.4.4.4 Pavimento de concreto reforçado com fibras

Segundo Rodrigues *et al.* (2006), as fibras de aço começaram a ser fabricadas no Brasil a partir da produção de fios trefilados de alto módulo, e revolucionaram o método de dimensionamento utilizado no país, adotando-se a metodologia europeia de dimensionamento, aperfeiçoando técnicas construtivas como o pavimento armado.

Figura 36 - Pavimento de concreto reforçado com fibras



Fonte: Cristelli (2010)

Como visto anteriormente neste trabalho, as fibras possuem o importante papel de mudar o comportamento do concreto de frágil para dúctil. Pinheiro (2009) afirma a possibilidade de as fibras substituírem as armaduras convencionais, desempenhando função estrutural, ademais, combatem a fissuração e a retração. Essas funções são notadas, principalmente onde há a perspectiva de redistribuição de esforços, em especial, nas lajes de concreto apoiadas sobre o meio elástico. Mesmo em parcas dosagens ($< 20 \text{ Kg/m}^3$), as fibras ampliam a resistência ao impacto das porções frágeis das misturas na superfície de contato dos agregados graúdos (Grzybowski e Shah, 1990 *apud* Cunha, 2013).

Pinheiro (2009) ainda afirma que:

“O concreto com fibras está cada vez mais sendo utilizado em pavimentos de aeroportos, pavimentos de estradas, leito de pontes, pisos industriais, estruturas de suporte de máquinas, dormentes e tanques de estocagem”.

A Figura 37 apresenta o detalhe do concreto com fibras de aço.

Figura 37 - Detalhe do concreto com fibras de aço



Fonte: Belgo Bekaert Arames (2019)

De acordo com Cunha (2013), a adição de fibras permite que a peça executada sofra maiores deformações antes da ruptura, pois as mesmas são sujeitas a um aumento de tenacidade da matriz cimentícia. A autora acrescenta que esta técnica propicia a execução de pavimentos mais esbeltos e, se corretamente dimensionados, ensejam que as placas tenham maiores dimensões.

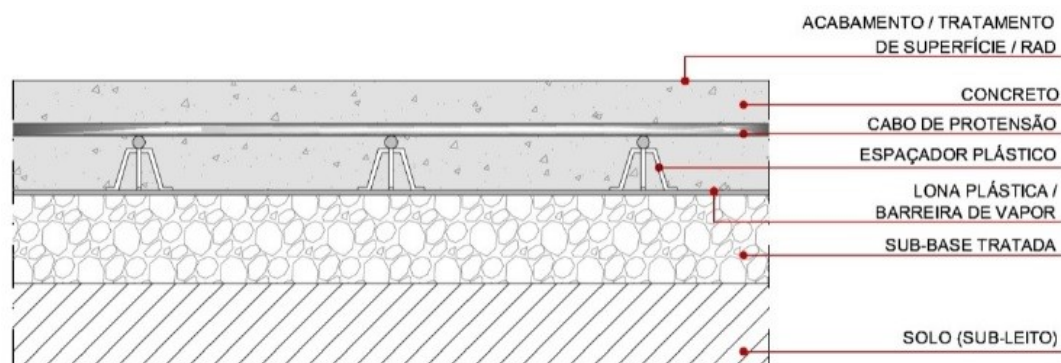
Consonantemente, Carnio (1998) *apud* Oliveira (2000), aponta que o controle da fissuração é obtido com um dimensionamento considerando apenas o comportamento elástico do material, todavia, o comportamento plástico da mistura é o que habilita os pavimentos desta tipologia possuírem espessuras menores.

Segundo a ACI 360R-06, o pavimento reforçado com fibras incrementa a resistência ao impacto e à fadiga quando comparado aos pavimentos armados ou com tela soldada. A fase construtiva é simples, visto que elimina, em casos onde é o único reforço construtivo, a fase de armação dos pavimentos. Lado outro, o pavimento reforçado com fibras requer maiores cuidados quanto ao preparo e execução da concretagem pois as fibras expostas e podem apresentar ferrugem, depondo contra a estética do piso.

2.4.4.5 Pavimento em concreto protendido

De acordo com o exposto na seção 2.2, as estruturas em concreto protendido são utilizadas quando se deseja obter um desempenho estrutural melhor, por meio de forças de compressão aplicadas a fim de combater a formação de fissuras causadas pelos esforços. Oliveira (2000) afirma que a tipologia é utilizada, principalmente, em pistas e pátios de aeroportos. A Figura 38 apresenta o modelo esquemático de um pavimento em concreto protendido:

Figura 38-Pavimento em concreto protendido



Fonte: Cristelli (2010)

Segundo Senefonte (2007), os pisos em concreto protendido são munidos de diversos atributos os quais se podem destacar: Custos de manutenção, execução de faixas com larguras entre 3 e 20 metros, com 150 metros de comprimento; durabilidade, maior controle de qualidade, flexibilidade de uso e minoração dos efeitos de retração.

Chodounsky e Viecili (2007 *apud* Cunha 2013) acrescentam que a redução dos custos de manutenção está diretamente relacionada com o número de juntas dos pavimentos. No caso dos pisos industriais este fator reflete na produtividade da indústria. Com layouts pré-definidos, o ganho da utilização do concreto protendido é ainda maior designando-se, em projeto, locais onde será realizado o tráfego das empilhadeiras, executando-se faixas estreitas, porém mais longas. A Figura 39 apresenta a execução de um pavimento com o uso de protensão:

Figura 39 - Concretagem de piso protendido



Fonte: AlphaPiso (2019)

Cunha (2013) alega que as tensões de ruptura das placas somente são atingidas quando os esforços solicitantes superarem a soma da resistência à tração do concreto com a tensão de compressão imposta pela pré-tensão ou pós-tensão. Chodounsky e Viecili (2007 *apud* Cunha 2013) ainda ratificam que a utilização do piso só é liberada após a protensão de todos os cabos constituintes do reforço da placa.

A ACI 360 R-06 ainda acrescenta que a execução de pavimentos em concreto protendido podem reduzir as espessuras das placas e tem vantagens quando executados em solos com baixa capacidade estrutural. Por outro lado, essa tipologia não é econômica para pequenas áreas, demanda mão de obra especializada, havendo uma atenção especial com as forças de protensão aplicadas e deslocamentos das cordoalhas.

3 METODOLOGIA

Os pisos podem ser dimensionados considerando uma situação da placa de concreto apoiada sobre um sólido elástico ou suportado por um líquido denso (via mais comumente empregada), no qual o coeficiente de recalque representa a constante do líquido denso. As tensões nos pavimentos industriais originam-se de esforços externos e variações internas. Para concepção dos dimensionamentos é necessário que se conheçam estas tensões.

Segundo Rodrigues (2010), o carregamento gera tensões apenas quando é discreto, pois este provoca deformações diferenciais gerando, deste modo, tensões diferenciais. A carga pode atuar em três posições diferentes de uma placa: borda, canto e centro. Estas posições influem diretamente na tensão provocada. A carga de canto da placa é, aproximadamente, 1,7 vezes o valor da carga aplicada na região central, enquanto a carga aplicada no canto livre é o dobro. Tratando-se das deformações, os valores passam a ser 3 vezes para a borda livre e mais de 7 vezes para o canto.

Segundo o mesmo autor, as cargas são consideradas de centro quando estão distantes uma vez e meia o raio de rigidez (l), calculado por:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times k}} \quad (14)$$

Em que:

l = Raio de rigidez (m);

E = módulo de elasticidade do concreto (MPa);

h = espessura da placa (m);

ν = coeficiente de Poisson;

k = coeficiente de recalque (MPa/m)

3.1 Esforços atuantes nas placas de concreto

Como apresentado anteriormente, os pisos industriais abarcam conceitos da engenharia de fundações e da engenharia de pavimentação, pois os esforços externos atuantes nas placas de concreto podem ser de natureza estática ou dinâmica. Já as tensões internas são resultado da variação volumétrica do concreto.

3.1.1 ESFORÇOS RELATIVOS À VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA DO CONCRETO

Os esforços devido à variação volumétrica do concreto podem ser relativos ao atrito e ao empenamento. A componente de tensões devido ao atrito é causada por variações térmicas ou ação da retração por secagem. A força de atrito pode ser expressa por (Rodrigues, 2007):

$$F_{at} = f \times \frac{L}{2} \times h \times \gamma_c \quad \left(\frac{N}{m} \right) \quad (15)$$

Em que:

f = Coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base variando de 0,5 a 2;

L = comprimento da placa (m);

h = espessura da placa (m);

γ_c = peso específico do concreto (25 KN/m³).

As placas de concreto sofrem também com a variação de temperatura ao longo de sua espessura. No período da noite a temperatura cai rapidamente em comparação com a temperatura da superfície durante o dia. Este fenômeno é evidenciado de forma mais tênue nos casos em que os pavimentos são expostos à incidência solar. Todavia, para dimensionamento deste estudo, sendo um pavimento interno, o efeito do gradiente térmico é considerado por meio da seguinte equação derivada dos estudos de Westergard (Balbo, 2009 *apud* Santos, 2015):

$$M_{\Delta T} = \frac{E_{CS} \times h^2 \times \alpha \times \Delta T}{12 \times (1 - \nu)} \quad (16)$$

$$\Delta T = \Delta T^* \times h \quad (17)$$

Em que:

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

h = Espessura da placa;

α = Coeficiente de dilatação térmica;

ΔT = Variação de temperatura ao longo da espessura da placa de concreto;

ν = Coeficiente de Poisson do concreto;

ΔT^* = Variação de temperatura a cada 1 cm da placa.

3.1.2 AÇÕES EXTERNAS

Para o dimensionamento dos pavimentos é necessário conhecer as ações externas que atuam sobre este. Com os valores individuais aferidos, é necessário que se faça a compatibilização destes esforços para as situações críticas de cálculo. Rodrigues et al. (2015), por sua vez, propõem um modelo onde o raio de um determinado ponto seja obtido pela seguinte fórmula:

$$R_c = l \times N \quad (18)$$

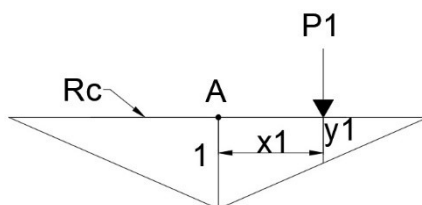
Onde:

N = Coeficiente variando de 1 a 2;

l = raio de rigidez da placa.

A partir da determinação de R_c , é possível encontrar a carga resultante em um ponto qualquer A causada por uma força P_1 , por meio da semelhança de triângulos, vide Figura 40:

Figura 40- Relação para cálculo da carga resultante



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Portanto, para o caso descrito, a contribuição de P_1 é dada por:

$$C_1 = P_1 \left(\frac{N \times l - x_1}{N \times l} \right) \quad (19)$$

3.1.2.1 Cargas estáticas

As cargas estáticas externas são divididas entre cargas pontuais, distribuídas e lineares. As cargas distribuídas são determinadas pela altura de estocagem e dificilmente ultrapassam 9 metros de altura. As cargas distribuídas podem ser da ordem de 10 ou 20 tf/m², mas, em

situações usuais, não ultrapassam 4 tf /m² (Pinheiro, 2009). Rodrigues (2010) afirma que os carregamentos distribuídos são compostos, principalmente, por silos, reservatórios e paletes distribuídos, dependentes estruturalmente, em sua maioria, da capacidade do subleito.

As verificações para os casos das cargas distribuídas são feitas pelo modelo da TR-34 (The Concrete Society, 2016). O segundo modelo consiste na verificação das cargas por meio do cálculo do termo λ pela expressão:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 \times k}{E \times h^3}} \quad (20)$$

Onde:

k = Coeficiente de recalque da sub-base (MPa/m);

E = Módulo de elasticidade do concreto (MPa);

h = Espessura da placa (mm).

O momento negativo máximo é obtido para uma distância igual a $\frac{\pi}{2 \times \lambda}$, este é encontrado por meio da relação entre a carga distribuída (q) e o termo λ (Concrete Society, 2016):

$$M_n = \frac{q}{\lambda^2 \times 5,95} \quad (21)$$

As cargas pontuais, por sua vez, são provocadas por equipamentos, apoios isolados, pilares metálicos de mezaninos e armazenagem de paletes. O sistema convencional de porta-paletes solicita o piso devido ao distanciamento de seus apoios (valores entre 20 cm e 30 cm) (Rodrigues, 2010).

Chodounsky e Viecili (2007 *apud* Pinheiro, 2009) ratificam que estocagens como porta-paletes podem ultrapassar 10 metros. Os autores afirmam que, para alturas entre 8 e 10 metros, os carregamentos chegam a 5.000 kg por apoio conquanto, em casos em que as alturas são entre 10 e 14 metros, as cargas chegam a 10.000 kg por apoio. No caso das cargas concentradas, torna-se necessário a verificação da punção para estas cargas. A Figura 41 apresenta o sistema de porta-palete.

Figura 41 - Sistema porta-palete



Fonte: Forma CLS (2019)

Por fim, as cargas lineares são um caso particular da carga concentrada pela pequena largura de contato, todavia, possuem grande relação comprimento/largura. São exemplares deste tipo de carregamento: bobinas, estocagem de barras apoiadas em trilhos, estrados de madeira e alvenarias apoiadas sobre o piso (Pinheiro, 2009).

3.1.2.2 Cargas móveis

Para dimensionamento dos pisos industriais, o conhecimento das cargas móveis é de grande importância. Os equipamentos utilizados na indústria variam entre paleteiras, empilhadeiras e grandes equipamentos de movimentação de cargas (Rodrigues, 2010). A Figura 42 apresenta dois equipamentos utilizados para movimentação de cargas.

Figura 42 - Empilhadeiras



(a) Empilhadeira de grande porte

(b) Empilhadeira para contêineres

Fonte: Soluções Industriais (2019)

Rodrigues (2010) aponta que os dimensionamentos são feitos considerando os carregamentos por roda, a proximidade das cargas e a tensão de contato tomando-se equitativamente ao valor da pressão de enchimento dos pneus. São apresentadas as seguintes fórmulas para cálculo da área de contato (A_c) e o raio (a):

$$A_c = \frac{P}{q} \quad (22)$$

$$a = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} \quad (23)$$

Onde:

A_c = Área de contato (m^2)

P = Carga máxima da roda (N);

q = pressão de enchimento dos pneus (MPa);

a = raio de aplicação (m).

Para as ações dinâmicas de equipamentos de grande porte, quando não há informações do fabricante, o autor orienta a adoção da proporcionalidade de 70% do carregamento para o eixo mais solicitado, e o emprego de pressões de 1,4 a 2,1 MPa para os pneus.

3.2 Dimensionamento por modelos plásticos

Conforme apresentado anteriormente, no Brasil, a escola adotada como via de dimensionamento é a europeia. Esta escola utiliza os modelos plásticos desenvolvidos por Lösberg (1961) e Meyerhof (1962). Os modelos desenvolvidos por estes estudiosos são similares, todavia, Meyerhof apresentou expressões de cálculo de esforços simples, enquanto Lösberg fundamentou o comportamento de ruptura dos materiais de forma mais aprofundada. Os cálculos dos momentos são dados de acordo com o posicionamento da carga na placa:

- Carga de canto:

$$M_c = \frac{P}{2[1+(\frac{4a}{l})]} \quad (24)$$

- Carga interna:

$$M_i = \frac{P}{6[1+(2a/l)]} \quad (25)$$

- Carga de borda:

$$M_c = \frac{P}{3,5[1+(3a/l)]} \quad (26)$$

Onde:

P = Carga pontual aplicada (N);

a = raio (m²);

l = raio de rigidez

3.3 Dimensionamento com utilização de fibras de aço

Como visto na seção 2.1, o uso de fibras é relacionado à formação de fissuras e a resistência residual conferida. Esta é verificada à medida que o momento positivo entra em regime plástico, esta capacidade residual pode ser expressa pela fórmula do momento positivo. A resistência equivalente relativa, ou coeficiente de ductilidade é dada pela equação (Carnio, 1998 *apud* Rodrigues,2010):

$$R_{e,3} = \frac{f_{e,3}}{f_{ct,M}} \quad (27)$$

Onde:

$R_{e,3}$ = Resistência equivalente relativa em função do tipo de fibra, fator de forma, teor e resistência da matriz (%);

$f_{e,3}$ = Resistência equivalente para deformação de L/150 no ensaio da ASTM 1609 (2006);

$f_{ct,M}$ = Resistência à tração na flexão do concreto.

A partir da plastificação do momento positivo, tem-se o aumento do negativo, destarte a capacidade estrutural torna-se a soma dos dois momentos (ACI 360R-10):

$$M_{pos} = \left(\frac{R_{e,3}}{100}\right) \left(\frac{f_r \times b}{6}\right) \quad (28)$$

$$M_{res} = M_{neg} + M_{pos} = \left(1 + \frac{R_{e,3}}{100}\right) \left(\frac{f_r \times b \times h^2}{6}\right) \quad (29)$$

Onde:

$M_{res}, M_{pos}, M_{neg}$ = Momento último resistente, positivo e negativo, respectivamente (KN.m)

$R_{e,3}$ = índice de tenacidade do concreto (%);

h = altura da placa;

f_R = Tensão admissível do concreto com fibras;

b = largura da placa unitária.

A tensão admissível é calculada pela razão entre a resistência característica a tração ($f_{ctM,k}$) e o fator de segurança contendo incertezas dos materiais e a fadiga. Já para a tenacidade, não havendo ensaios de determinação, a Tabela 15 traz valores para algumas fibras nacionais em relação à dosagem adotada (Rodrigues,2010):

Tabela 15 - Valores de tenacidade

Dosagem (Kg/m ³)	$R_{e,3}$ (%)		
	RC 80/60	RL 65/60	RL 45/50
20	52	47	38
25	60	56	45
30	68	63	52
35	75	69	58

Fonte: Belgo-Bekaert *apud* Rodrigues (2010)

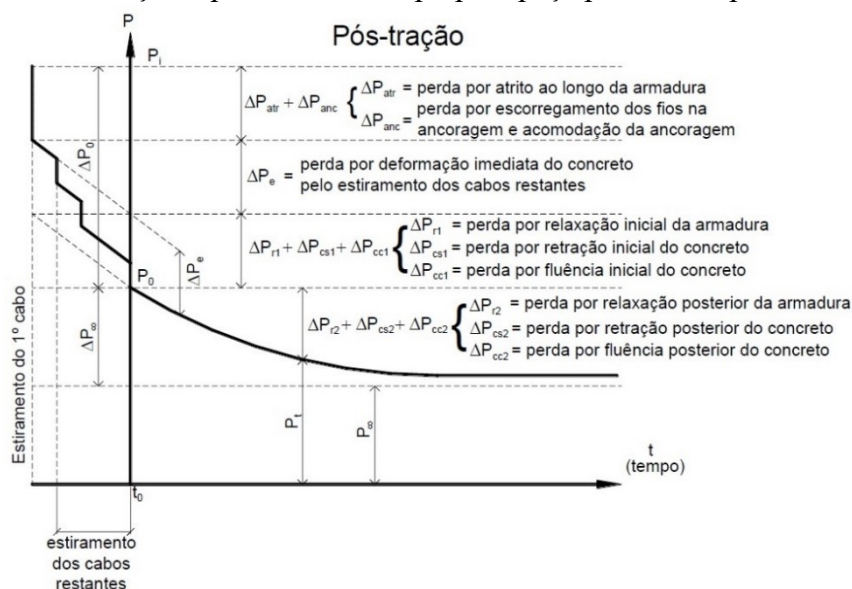
As verificações quanto ao Estado Limite de Serviço serão apresentadas no dimensionamento realizado na seção 4.2.

3.4 Dimensionamento com utilização de protensão

3.4.1 FORÇA DE PROTENSÃO

As estruturas ou peças protendidas apresentam diferentes comportamentos devido aos esforços atuantes sobre elas durante sua vida útil. Nesta, há perdas de protensão que, desta forma, faz com que as peças apresentem diferentes forças de protensão para momentos distintos. Bastos (2015) apresenta em seu estudo um gráfico comportamental das peças pós-tracionadas (vide Figura 43):

Figura 43 - Força de protensão x tempo para peça protendida pós-tracionada



Fonte: Bastos (2015)

Segundo Bastos (2015), a primeira força aplicada pelos cilindros hidráulicos, correspondente à maior força a que a peça será submetida em sua vida útil antes da ancoragem com cunhas (pós-tração), é chamada de protensão inicial (P_i). Lado outro, nos casos de pré-tração, há a protensão no momento anterior da liberação das ancoragens externas (P_a). Esta força origina-se das perdas de protensão causada por escorregamento de fios e acomodação de ancoragens.

A protensão transferida ao concreto no instante $t = 0$ é denominada $P_0(x)$. Para casos de pós-tração a força em questão é obtida por meio da P_i subtraída pelas perdas devido ao atrito dos cabos nas bainhas, perdas de ancoragem, encurtamento elástico do concreto.

Por fim, as perdas encaminham a força de protensão para um valor final estabilizado chamado P_∞ . Esta força é a força mínima da protensão, os valores intermediários, variáveis no tempo, entre P_0 e P_∞ são denominadas P_t .

3.4.2 PERDAS DE PROTENSÃO

Para dimensionamento das placas de concreto com a utilização da protensão, é de vital importância o conhecimento das perdas de protensão. As perdas de protensão são fenômenos recorrentes nas estruturas protendidas e dependem de propriedades do concreto, da cordoalha e da geometria da placa (Rodrigues, 2010). A tecnologia atual permite que as perdas de protensão sejam estimadas por valores confiáveis por meio dos métodos aproximados.

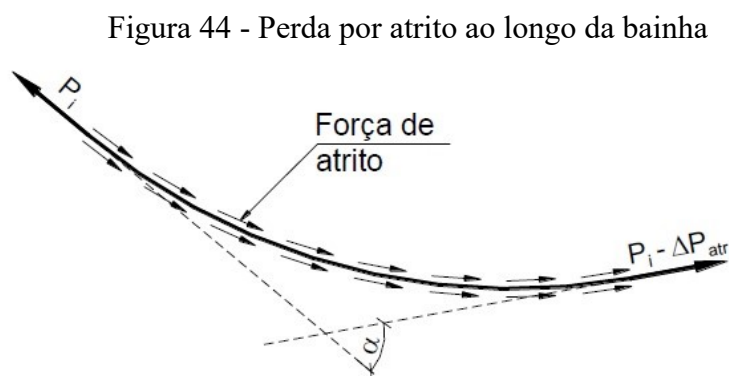
Veríssimo (1998 *apud* Fernandes, 2018) afirma que a força inicial de protensão sofre em torno de 25% de perdas, na maioria dos casos. Ademais, leva-se em conta que a chance do carregamento total previsto no estado limite último é probabilisticamente pequena e, a exemplo de todo dimensionamento estrutural, os coeficientes de segurança são justapostos nos cálculos, acomodando-se a variações pequenas de protensão.

As perdas podem ser divididas entre perdas imediatas e perdas progressivas. As perdas imediatas ocorrem devido, principalmente, às propriedades elásticas do aço e do concreto e, outrossim, da execução da protensão. As perdas imediatas são: perda por atrito, perda por acomodação da ancoragem e perda por encurtamento imediato do concreto. Por outro lado, as perdas progressivas ocorrem ao longo da vida útil da peça, representadas pela fluência e retração do concreto e, para o aço, relaxação.

De acordo com Vasconcelos (1979 *apud* Couto 2017), para determinação das perdas de protensão, consideram-se duas situações de cálculo como críticas: o meio da placa e o ponto de repouso. A primeira, por se tratar do ponto onde há as tensões mínimas devido às perdas de protensão, a segunda, por sua vez, é o local onde ocorrem as maiores tensões, sendo possíveis as verificações dos estados limites.

3.4.2.1 Perda por atrito

Bastos (2015) alega que na pós-tração, ao aplicar-se uma protensão com cilindro hidráulico, por ação do atrito entre o duto (bainha) e a armadura ou entre as próprias cordoalhas, a força junto à ancoragem será maior do que a tensão em um ponto x qualquer da peça. A perda é representada na Figura 44:



Fonte: Bastos (2015)

Segundo Hanai (2005), as perdas por atrito ocorrem apenas nos casos de aderência posterior, e sua determinação é de extrema importância para efetuação dos cálculos. O autor afirma que, para os trechos curvos, devido às pressões elevadas no desvio de direções, as perdas são maiores. Para determinação da perda, a ABNT NBR 6118:2014 apresenta a seguinte fórmula:

$$\Delta P_{atr}(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (30)$$

Onde:

P_i = força de protensão aplicada no instante inicial por meio dos cilindros hidráulicos;

x = ponto medido a partir da ancoragem onde é calculada o ΔP (m);

$\sum \alpha$ = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem (rad);

μ = coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha (1/rad);

k = coeficiente de perda provocada por curvaturas não intencionais do cabo (1/m).

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta valores de adoção para μ e k em casos onde há falta de dados experimentais:

$k = 0,01 \mu$;

$\mu = 0,50$ entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$ entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

3.4.2.2 Perda por acomodação das ancoragens

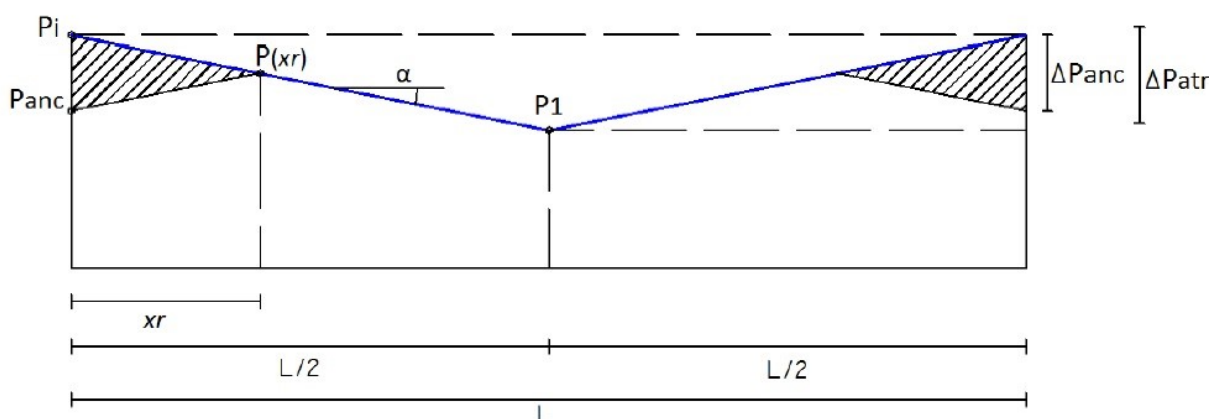
Segundo Bastos (2018), as perdas de ancoragem são provocadas pelo escorregamento dos fios de protensão e é regido pelo dispositivo de ancoragem. Ele acrescenta que a perda decresce com o aumento da distância em relação a ancoragem ativa, podendo ser desprezível na seção mais solicitada

Para determinação da perda por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação desta, a NBR 6118:2014 afirma, *in verbis*: “As perdas devem ser determinadas

experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem”.

De acordo com Almeida Filho (2002 *apud* Santos, 2015), a diminuição da força de protensão se dá até o ponto de repouso (x_r). O ponto de repouso, as perdas por atrito e perdas por acomodação das ancoragens são apresentadas na Figura 45.

Figura 45 - Perdas por atrito e por acomodação das ancoragens



Fonte: Santos (2015)

No estudo de Pfeil (1983), para as ancoragens no sistema Freyssinet, obteve-se os seguintes valores, contidos na Tabela 16, para penetração devido à protensão máxima:

Tabela 16 - Penetração da cunha no sistema Freyssinet

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

Fonte: Adaptado de Pfeil (1983)

Já para protensão para cordoalhas com cunha individual, Pfeil (1983) apresenta os seguintes valores, apresentados na Tabela 17:

Tabela 17- Penetração da cunha individual no sistema Freyssinet

Tipo e diâmetro dos cabos	Penetração da cunha δ (mm)
Fio ϕ 7 mm	5
Cordoalha ϕ 12,5 mm	6
Cordoalha ϕ 12,5 mm (cunha cravada com macaco)	4

Fonte: Adaptado de Pfeil (1983)

A partir da Figura 45, Santos (2015) afirma que o ponto de repouso pode ser determinado por meio das relações geométricas:

$$\text{Área do triângulo} = E_p \times A_p \times \delta \quad (31)$$

Sabendo que a perda por atrito ocorrida internamente nas bainhas é equilibrada pela acomodação da ancoragem, as perdas possuem a mesma inclinação, formando um triângulo isósceles. A inclinação é determinada como:

$$\alpha = \frac{\Delta P_{atr}}{L/2} \quad (32)$$

O valor da perda de ancoragem passa a ser:

$$\Delta P_{anc} = 2 \times \alpha \times xr \quad (33)$$

Nesta concepção, a área do triângulo é representada por:

$$A_{tr} = \frac{\Delta P_{anc} \times xr}{2} \quad (34)$$

Substituindo os termos e igualando as equações representativas da área do triângulo têm-se:

$$E_p \times A_p \times \delta = \frac{\Delta P_{anc} \times xr^2}{L/2} \quad (35)$$

$$xr = \sqrt{\frac{E_p \times A_p \times \delta \times L}{2 \times \Delta P_{anc}}} \quad (36)$$

Onde:

E_p = Módulo de elasticidade do aço de protensão (MPa);

A_p = Área da armadura ativa (m²);

δ = Retorno do cabo por acomodação da ancoragem (m);

L = Comprimento da placa (m).

Segundo Santos (2015), nas extremidades das placas são os pontos onde se encontram as maiores perdas por acomodação das ancoragens, e podem ser calculadas por:

$$\Delta P_{anc} = 2 \times [P_i - P(xr)] \quad (37)$$

3.4.2.3 Perda por encurtamento elástico do concreto

A perda por encurtamento elástico do concreto ocorre devido ao processo de protensão sucessiva de cada um dos n cabos constituintes de determinada peça, pois são protendidos um por um. O primeiro cabo a ser protendido sofre a perda dos $n-1$ cabos. Portanto, a NBR 6118:2014 especifica a seguinte fórmula para a perda média de protensão:

$$\Delta \sigma_{Pela} = \frac{\alpha_P (\sigma_{cp} \sigma_{cg}) (n-1)}{2n} \quad (38)$$

Onde:

σ_{cg} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro devido à protensão dos “ n ” cabos;

σ_{cp} = tensão no mesmo ponto, devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada pela protensão;

α_P = Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto na idade da protensão.

Para um número elevado de cabos a expressão é aproximada por:

$$\Delta \sigma_P = \frac{\alpha_P (\sigma_{cp} \sigma_{cg})}{2} \quad (39)$$

3.4.2.4 Perda por retração do concreto

A perda por retração ocorre devido à perda de água sofrida pelo concreto. De acordo com Bastos (2018), a retração depende de vários fatores, como materiais empregados, cura e ambiente, sendo que 80% da perda ocorre no primeiro ano da vida útil da estrutura. A ABNT NBR 6118:2014 especifica o cálculo por:

$$\Delta \sigma_{PCS} = \varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0) \times E_p \quad (40)$$

Onde:

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0)$ = retração no instante t , descontada a retração ocorrida até t_0 .

A NBR:6118:2014 recomenda que, para determinação de $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0)$, pode-se utilizar a Tabela 8.2, representada pela Figura 46, ou, para casos que requerem uma precisão maior, o Anexo A da norma referida.

Para a determinação via Tabela 8.2 da NBR 6118 (2014), no cálculo da espessura fictícia, A_c corresponde a área bruta da seção transversal de concreto e u ao perímetro exposto ao ar. No caso dos pisos industriais, u equivale a base da seção da placa.

Figura 46 - Valores característicos da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência

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

Fonte: NBR 6118 (2014)

3.4.2.5 Perda por fluência do concreto

O fenômeno da fluência ocorre quando o concreto é submetido a um carregamento permanente. Logo nas primeiras idades, é aplicada a protensão, esta tende a deformar o concreto, fazendo com que haja uma perda de protensão nos cabos. A NBR 6118:2014 apresenta procedimentos de cálculo para esta perda de protensão. Porém, para pisos, ela pode ser simplificada utilizando o seguinte cálculo presente no estudo de Zia *et al* (1979 *apud* Rodrigues, 2010):

$$\Delta\sigma_{CR} = K_{CR} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa} \quad (41)$$

Onde:

K_{CR} = Coeficiente de fluência considerado 1,6 para pisos pós tracionados;

E_s = Módulo de elasticidade do aço;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

f_{cpa} = Tensão média na placa de concreto.

3.4.2.6 Perda por relaxação do aço

A armadura de protensão sofre relaxação devido ao fato de a armadura manter um comprimento constante por um longo período de tempo. Por conseguinte, há um alívio natural no decorrer da vida útil da peça. A relaxação do aço é calculada por (ABNT NBR 6118:2014)

$$\Delta\sigma_{pr}(t_{\infty}, t_0) = \psi(t_{\infty}, t_0) \times \sigma_{p0} \quad (42)$$

Onde:

$\psi(t_{\infty}, t_0)$ = Coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada em t_0 (vide Figura 47);

σ_{p0} = Tensão na armadura de protensão após as perdas imediatas.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para cargas com valores superiores a $0,5 \times f_{ptk}$, o coeficiente de relaxação infinito é dado por:

$$\psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000} \quad (43)$$

Figura 47- Coeficiente de relaxação do aço $\psi(1000)$

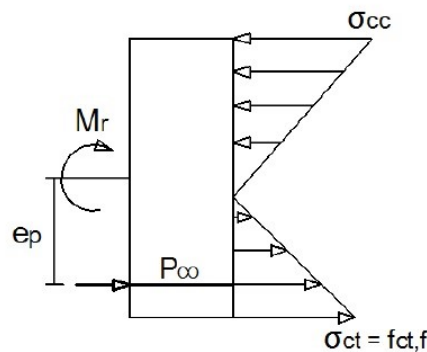
σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

3.4.3 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

De acordo com Vasconcelos (1979 *apud* Santos, 2015), o momento de fissuração deve ser calculado para duas situações distintas. As perdas de protensão são contabilizadas em ambas situações, todavia, o atrito é desprezado na primeira situação. Isto deve-se ao fato da consideração do gradiente térmico para o cálculo do momento de serviço. Os esforços são representados pela Figura 48, e o cálculos do momento de fissuração seguem o equacionamento a seguir:

Figura 48- Esforços na seção do pavimento



Fonte: Santos (2015)

$$\sigma_{ct} = \sigma_{cp} + \sigma_{cM} \leq f_{ct,f} \quad (44)$$

$$\sigma_{cM} \leq f_{ct,f} - \sigma_{cp} \quad (45)$$

$$M_r = M_g + \psi_1 \times M_r \quad (46)$$

$$\sigma_{ct} = -P_{\infty} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{w_1} \right) - \frac{M_g + \psi_1 \times M_r}{w_1} \leq f_{ct,f} \quad (47)$$

$$M_r = \left[f_{ct,f} + P_{\infty} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{W_1} \right) \right] W_1 \quad (48)$$

Onde:

A_c = Área da seção transversal de concreto;

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

$f_{ct,f}$ = Resistência à tração do concreto na flexão (MPa);

M_r = Momento de fissuração;

P_{∞} = Força de protensão após todas as perdas;

W_1 = Módulo de resistência obtido pela razão entre o momento central de inércia e a distância entre a fibra inferior ao centroide da seção.

Para a verificação utiliza-se o item 4.2.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), utilizando o coeficiente de fissuração γ_{fis} , o qual é expresso como a relação entre o momento de fissuração (M_r) e o momento de serviço (M_s):

$$\gamma_{fis} = \frac{M_r}{M_s} \quad (49)$$

Segundo o item 12.4.2 da ABNT NBR:2014, para o cálculo das solicitações no Estado Limite de Serviço apresentam coeficiente de ponderação igual a 1. Segundo Santos (2015), verifica-se a fissuração para as situações A e B onde:

- Situação A:

O momento de serviço equivale à soma do maior momento no interior da placa e do gradiente térmico.

O momento de fissuração é o menor valor encontrado para a situação A.

- Situação B:

O momento de serviço é o maior momento no interior da placa.

O momento de fissuração é o menor valor encontrado para a situação B.

3.4.4 VERIFICAÇÃO DA FADIGA

Segundo Oliveira (2000), a fadiga é um fenômeno causado por ações dinâmicas ou carregamentos cíclicos. As ações podem fissurar internamente a estrutura, causando uma redução na rigidez da estrutura. É possível que uma peça se rompa devido à fadiga da mesma sem que, de fato, esta peça atinja a tensão admissível do material.

Santos (2015), por sua vez, afirma que no caso do concreto protendido, a verificação da fadiga deve ser feita para o aço pois, mesmo que o concreto apresente fissuras, a armadura resistirá aos esforços, mantendo a integridade do pavimento.

Para a verificação da fadiga, utiliza-se o seguinte equacionamento:

$$M_{s,fad} = M_{\Delta T} + M_{Pi} \quad (50)$$

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{M_{s,fad}}{W_{cp}} \quad (51)$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \frac{\Delta\sigma_{cp}}{E_{cs}} \quad (52)$$

$$\Delta\sigma_p = E_p \times \Delta\varepsilon_{cp} \quad (53)$$

$$\Delta\sigma_p \times \gamma_f \leq f_{pd,fad,min} \quad (54)$$

Onde:

$M_{s,fad}$ = Momento de serviço para fadiga (M_s);

$M_{\Delta T}$ = Momento devido ao gradiente térmico;

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

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

W_{cp} = Módulo de resiliência no nível do aço de protensão (I_c/e_p);

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

$\Delta\sigma_p$ = Variação de tensão no aço de protensão;

γ_f = Coeficiente de ponderação das ações (igual a 1 para o caso do ELS, de acordo com o item 23.5.3 da ABNT NBR 6118:2014);

$f_{pd,fad,min}$ = Resistência à fadiga da armadura.

Para determinação da resistência à fadiga da armadura, a ABNT NBR 6118 (2014) conta com a Tabela 23.2, apresentada na Tabela 18:

Tabela 18- Parâmetros da fadiga para aços da armadura ativa

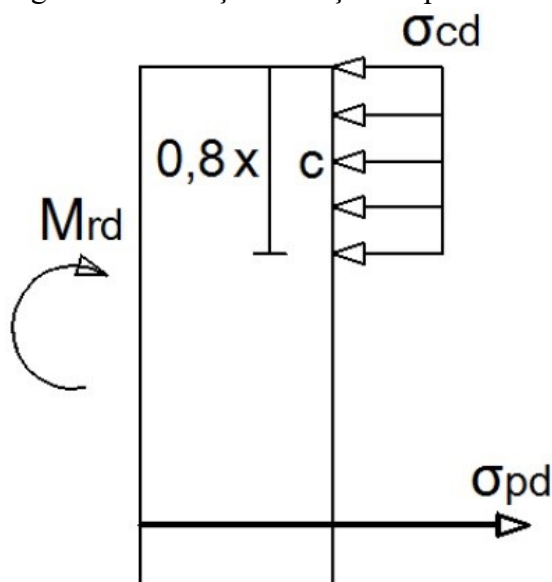
Armadura ativa		
Caso	Valores de $f_{pd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos MPa	
Pré-tração, fio ou cordoalha reta	150	T1
Pós-tração, cabos curvos	110	T2
Cabos retos	150	T1
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70	T3

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

3.4.5 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Diferentemente do concreto armado convencional, onde o dimensionamento é feito para o ELU e verificado em ELS, o concreto protendido pode ser dimensionado no ELS e verificado no ELU. A Figura 49 representa os esforços da seção no ELU:

Figura 49- Esforços na seção do pavimento



Fonte: Santos (2015)

O equacionamento para o cálculo é dado por:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \times d_p} \quad (55)$$

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \times \rho_p} \leq 210 \text{ MPa} \quad (56)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{P_{\infty}}{\gamma_p \times A_p} + \frac{\Delta\sigma_p}{\gamma_p} \quad (57)$$

$$\sum F_x = 0 \quad (58)$$

$$\sigma_{cd} \times 0,8x \times b - \sigma_{pd} \times A_p = 0 \quad (59)$$

$$x = \frac{\sigma_{pd} \times A_p}{\sigma_{cd} \times 0,8 \times b} \quad (60)$$

$$\sum M_c = 0 \quad (61)$$

$$M_{rd} = \sigma_{pd} \times A_p \times (d_p - 0,4x) \quad (62)$$

$$M_{rd} \geq 1,4 \times M_{sd} + 1,2 \times \psi_0 \times M_{\Delta T} \quad (63)$$

Onde:

x = Posição da linha neutra;

$\Delta\sigma_p$ = Acréscimo de tensão na armadura de protensão (item 17.2.2 da ABNT NBR 6118:2014);

σ_{cd} = Tensão de compressão no concreto ($\sigma_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$);

σ_{pd} = Tensão de tração no aço;

γ_p = Coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão (1,1 para caso de pós-tração, item 17.2.4.3 da ABNT NBR 6118:2014);

ψ_0 = Fator de redução para o ELU (0,6 para a temperatura);

4 EXEMPLO NUMÉRICO

Os dimensionamentos foram feitos utilizando as fórmulas de Meyerhof. Para o dimensionamento via concreto reforçado com fibras de aço, utilizaram-se conceitos da ACI 360R-06, TR-34 (2016) e do Model Code (2010) além das fórmulas apresentadas na seção 3.3. No caso do concreto protendido, foi utilizada a normativa apresentada no item 2.2 e os procedimentos apresentados na seção 3.4.

4.1 Projeto Proposto

O pavimento industrial a ser dimensionado pertence a um centro de armazenamento de cargas para terceiros. O armazém possui dimensões de 20 m x 50 m (1000 m²).

4.1.1 CARGAS ATUANTES

As cargas estáticas utilizadas para dimensionamento foram:

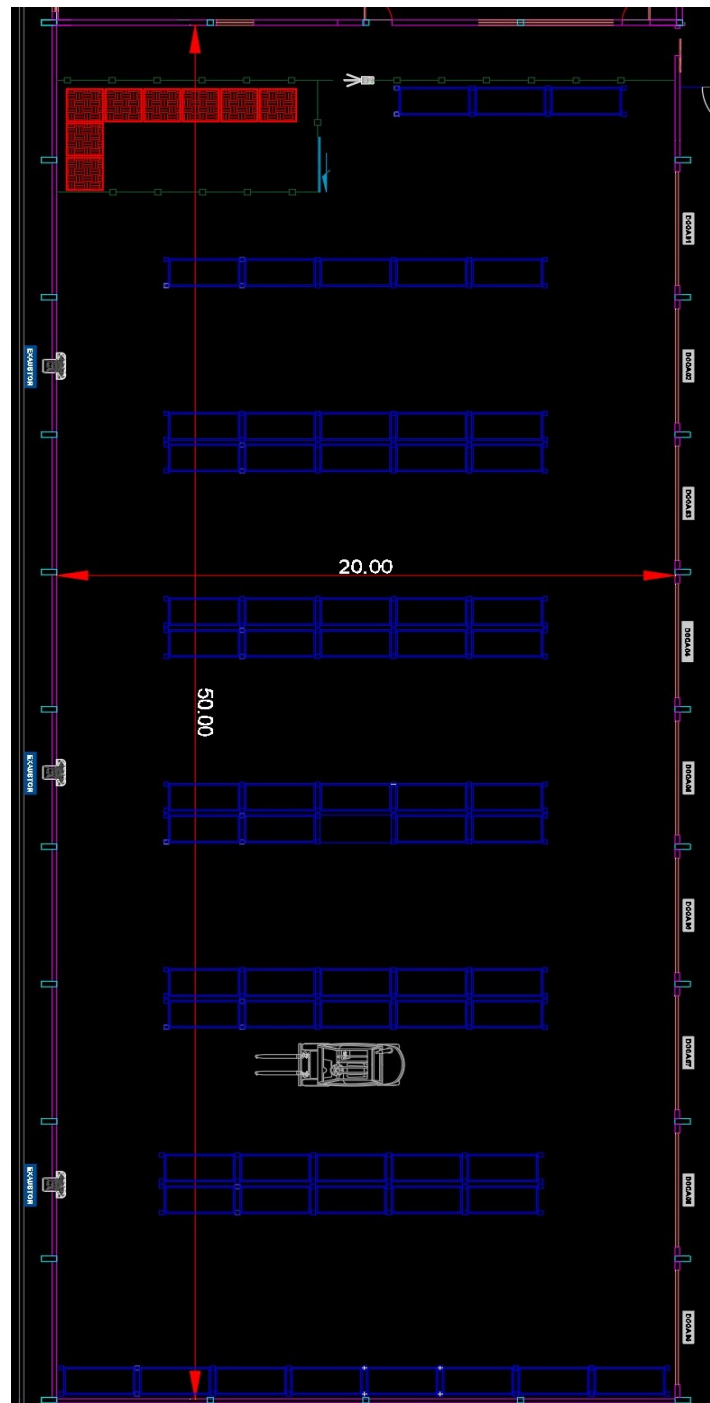
- Carga causada por sistema porta-paletes da ordem de 35 KN por apoio (cada apoio possui seção quadrada com 15 cm de lado);
- Carga distribuída de paletes distribuídos sobre o próprio piso com 50 KN/m².

A carga móvel utilizada para dimensionamento foi:

- Empilhadeira contrabalanceada com peso próprio de 8,3 toneladas e capacidade de carga de 5 toneladas. Ao ser totalmente carregada, o fabricante fornece o valor de 12,45 toneladas para o eixo dianteiro e 0,85 toneladas para o eixo traseiro. Ambos os eixos são simples com rodagem dupla. A distância entre eixos é de 2,1 m. Os pneus possuem 19,5 cm de base. No eixo dianteiro, a distância entre rodas é de 1,24 m, já para o traseiro é de 1,19 m. Para os cálculos, tomou-se por base a carga do eixo dianteiro, distribuindo-a entre as duas rodas. Portanto, será adotada 6,225 t em cada roda (62,25 KN). A pressão dos pneus é fornecida pelo fabricante entre 0,9 MPa e 1 MPa. Para efeito de cálculo, foi utilizado 0,95 MPa.

O galpão é representado pela Figura 50:

Figura 50- Armazém de distribuição de mercadorias



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

4.1.2 DADOS DO SUBLEITO E DA SUB-BASE

- Para o subleito, supôs-se um CBR de 10% e, para os cálculos, para dimensionamento considerou-se uma camada de 10 cm de Brita Graduada Simples. Por meio do anexo

A1, encontrou-se um valor de coeficiente de recalque equivalente a 60 MPa/m para o topo da sub-base.

- Para combate ao atrito e proteção contra a umidade ascendente, foi empregada, como barreira de vapor, lona plástica entre a sub-base e a placa de concreto, permitindo que o coeficiente de atrito (f) pudesse ser considerado com o valor de 0,6.

4.2 Dimensionamento do galpão com utilização de fibras de aço

4.2.1 DADOS GEOMÉTRICOS

- Espessura do pavimento: $h = 15 \text{ cm}$;
- Comprimento entre juntas = 25 m;
- Largura do pavimento (faixa única) = 20 m;
- Área da placa: $A = 500 \text{ m}^2$;
- Relação ($L/B = 1,25$).

4.2.2 DADOS DO CONCRETO

Em um primeiro momento o dimensionamento foi realizado para um f_{ck} equivalente a 35 MPa, porém atingiu-se um valor de $R_{e,3} = 78 \%$, portanto, o f_{ck} foi aumentado para uma dosagem plausível.

- 1) Peso específico (γ_c): 24 KN/m³;
- 2) Resistência característica a compressão (f_{ck}): 40 MPa;
- 3) Coeficiente de Poisson (ν): 0,2
- 4) Resistência média à tração do concreto:

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3,51 \text{ MPa} \quad (64)$$

- 5) Resistência característica inferior à tração do concreto:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,46 \text{ MPa} \quad (65)$$

- 6) Resistência à tração do concreto na flexão (módulo de ruptura) – Utilizando o gama do concreto reforçado com fibras recomendado pela FIB (2010):

$$f_{ctk,fl} = f_{ctm} \times (1,6 - h) = f_{ctm} \times (1,6 - 0,15) = 5,09 \text{ MPa} \quad (66)$$

- 7) Módulo de elasticidade inicial (utilizando $\alpha_e = 1$, considerando o agregado graúdo de granito ou gnaiss):

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (67)$$

$$E_{ci} = 1 \times 5600 \sqrt{40} = 36267,60 \text{ MPa} = 36,27 \text{ GPa} \quad (68)$$

- 8) Módulo de elasticidade secante

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \frac{40}{80} = 0,90 \leq 1,0 \quad (69)$$

$$\therefore E_{cs} = 0,90 \times 36267,60 = 32640,84 \text{ MPa} = 32,64 \text{ GPa} \quad (70)$$

- 9) Módulo de elasticidade médio (Concrete Society, 2016):

$$E_{cm} = 35 \text{ GPa} \quad (71)$$

- 10) Variação da temperatura de acordo com a espessura: $0,5 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{cm}$ (aquecimento superior). (Vasconcelos, 1979 *apud* Santos, 2015)

- 11) Coeficiente de dilatação térmica do concreto: $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (ABNT NBR 6118:2014).

4.2.3 CÁLCULO DAS AÇÕES

- 1) Raio de rigidez (l):

$$l = \left[\frac{(E_{cm} \times h^3)}{(12 \times (1 - \nu^2) \times k)} \right]^{0,25} = \left[\frac{(34 \times 10^3 \times 0,15^3)}{(12 \times (1 - 0,2^2) \times 60)} \right]^{0,25} = 0,643 \text{ m} \quad (72)$$

2) Raio de influência para compatibilização de cargas (R_c):

$N = 2$, adotado

$$R_c = N \times l = 2 \times 0,643 = 1,29 \text{ m} \quad (73)$$

3) Raio de contato da carga móvel (a):

$$A_c = \frac{P}{q} = \frac{62250}{0,95 \times 10^6} = 0,066 \text{ m}^2 \quad (74)$$

$$a = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,066}{\pi}} = 0,144 \text{ m} \quad (75)$$

4) Raio de contato da carga estática (a'):

$$a' = \sqrt{\frac{A'_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,15 \times 0,15}{\pi}} = 0,085 \text{ m} \quad (76)$$

5) Combinações de ações e momentos solicitantes:

a. Carga distribuída:

Segundo Rodrigues *et al.* (2015), para valores de carga acima de 70 KN/m² é aconselhável que se verifique as camadas inferiores. Para o caso, foi verificado apenas a camada superior. Os valores foram calculados em seus valores críticos no caso de mudança de Layout.

- Tensão admissível:

$$c = 1,03 \times \sigma_{adm} \times \sqrt{h \times k} = 1,03 \times \frac{3,37}{1,5} \times \sqrt{15 \times 60} = 104,81 \text{ KN/m}^2 \quad (77)$$

$$50 < 104,81 \therefore ok!$$

- Momento máximo utilizando:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 \times k}{E_{cm} \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 60}{36 \times 10^3 \times 150^3}} = 6,25 \times 10^{-3} \text{ mm}^{-1} \quad (78)$$

$$M_n = (50000 \times 10^{-6}) / [(6,25 \times 10^{-3})^2 \times 5,95] = 0,22 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (79)$$

- b. Carga móvel:

$$M_{p,i} = \frac{P}{6[1+(2a'/l)]} = \frac{62,25}{6[1+(2 \times 0,144/0,643)]} = 7,16 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (80)$$

$$M_{p,b} = \frac{P}{3,5[1+(3a'/l)]} = \frac{62,25}{3,5[1+(3 \times 0,144/0,643)]} = 10,63 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (81)$$

- c. Carga de montantes (porta-paletes):

$$M_{mont,i} = \frac{P}{6[1+(2a'/l)]} = \frac{40}{6[1+(2 \times 0,085/0,643)]} = 5,28 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (82)$$

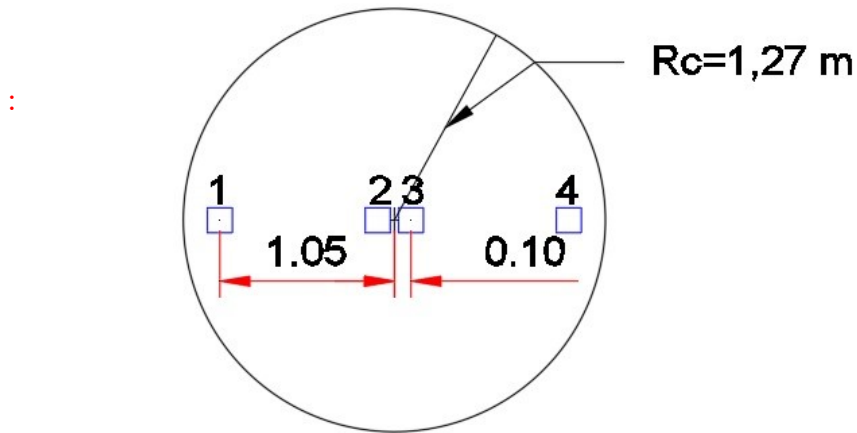
A maior carga devido a apenas um montante, sendo este momento utilizado para conferência da tensão admissível, é obtida por meio da fórmula para cargas localizadas no canto da placa:

$$M_{mont,c} = \frac{P}{6[1+(2a'/l)]} = \frac{40}{2[1+(4 \times 0,085/0,643)]} = 13,10 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (83)$$

- d. Compatibilização de cargas:

Devido ao raio de contribuição, foram aferidas diversas situações para os maiores momentos de carga compatibilizadas. O cálculo do maior momento compatibilizado foi realizado por meio de semelhança de triângulos no método aproximado:

Figura 51- Compatibilização de cargas no centro da placa



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Tomando por base o ponto da carga 2 ($M_2 = 5,262 \text{ KN} \times \text{m/m}$), têm-se as respectivas igualdades:

$$\frac{5,277}{1,27} = \frac{M_1}{1,27-0,95} \Rightarrow M_1 = 4,46 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (84)$$

$$\frac{5,277}{1,27} = \frac{M_3}{1,27-0,20} \Rightarrow M_3 = 1,38 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (85)$$

$$\frac{5,277}{1,27} = \frac{M_4}{1,27-1,15} \Rightarrow M_4 = 0,56 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (86)$$

$$M_{T,4m} = 4,46 + 5,28 + 1,38 + 0,56 = 11,67 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (87)$$

Os valores encontrados para as solicitações dos carregamentos encontram-se no apêndice B deste estudo.

4.2.4 MOMENTO DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO:

$$\Delta T = \Delta T^* \times h = 0,5 \times 15 = 7,5^\circ \text{C} \quad (88)$$

$$M_{\Delta T} = \frac{E_{CS} \times h^2 \times \alpha \times \Delta T}{12 \times (1-\nu)} = \frac{32,64 \times 10^9 \times 0,15^2 \times 10^{-5} \times 7,5}{12 \times (1-0,2)} = 5,74 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (89)$$

4.2.5 ESTADO LIMITE ÚLTIMO:

Para o dimensionamento pelo Estado Limite Último verificaram-se os maiores momentos causados na borda e no interior da placa. Os coeficientes de ponderação recomendados pela TR-34 (Concrete Society, 2016) são 1,2; 1,2 e 1,6 para as cargas de montantes, efeitos de temperatura e para as cargas móveis, respectivamente. O cálculo da resistência à tração na flexão característico utilizado também é encontrado neste relatório técnico e o valor de cálculo é minorado pelo coeficiente de 1,5. O maior momento majorado encontrado foi o da carga móvel na borda da placa. Os demais momentos encontrados pela majoração são representados no apêndice B deste estudo. Portanto:

$$M_{rd} \geq M_d = 1,6 \times M_p + 1,2 \times \psi_0 \times M_{\Delta T} \quad (90)$$

$$M_d = 1,6 \times 10,63 + 1,2 \times 0,6 \times 5,74 = 21,13 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (91)$$

$$f_{ctk,fl} = f_{ctm} \times 1,6 - h = 3,51 \times 1,6 - 0,15 = 5,09 \quad (92)$$

$$f_r = f_{ctd,fl} = 5,09/1,5 = 3,39 \text{ MPa} \quad (93)$$

$$\frac{R_{e,3}}{100} \geq \left(\frac{M_d}{\frac{f_r \times b \times h^2}{6}} \right) \Rightarrow \frac{R_{e,3}}{100} \geq \left(\frac{21,13}{\frac{3,39 \times 10^{-3} \times 1 \times 0,15^2}{6}} \right) = 0,66 \quad (94)$$

Utilizando fibras RC 80/60 e utilizando a Tabela 14, encontrou-se a dosagem de 30 Kg/m³, com $R_{e,3} = 68\%$.

4.2.6 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DE APOIO

Rodrigues (2006) afirma que a área de atuação da carga deve ter valores de modo a não superarem em 2,1 vezes o valor do módulo de ruptura para cargas posicionadas nos cantos das placas. Portanto:

$$\sigma_{at} \leq 2,1 \times \sigma_{adm} \Leftrightarrow \frac{40000}{0,0225 \times 10^6} \leq 2,1 \times \frac{5,09}{1,5} \Leftrightarrow 1,78 \leq 7,13 \text{ MPa} \quad (95)$$

∴ OK!

4.2.7 VERIFICAÇÃO DA PUNÇÃO

A verificação da punção é feita para a carga de canto de acordo com a TR-63 (Concrete Society, 2007):

$$d = 0,75 \times h \quad (96)$$

$$u_0 = c_1 + c_2 \quad (97)$$

$$v_p = \frac{P_d}{u_0 \times d} \quad (98)$$

$$k_2 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (99)$$

$$v_{max} = 0,5 \times k_2 \times f_{cd} \quad (100)$$

Para o perímetro crítico tem-se:

$$u_1 = c_1 + c_2 + \pi \times 2 \times d \quad (101)$$

$$k_1 = 1 + (200/d)^{0,5} \quad (102)$$

$$P_r = \left(0,035 \times k_1^{3/2} \times f_{ck}^{0,5} + 0,12 \times R_{e,3} \times f_{ctk,fl}\right) u_1 \times d \quad (103)$$

Onde:

d = Altura útil da placa;

h = Espessura da placa;

u_0 = Perímetro na face da área de atuação da carga;

$c_1 = c_2$ = Lado da base dos porta-paletes;

v_p = Tensão cisalhante devido ao carregamento;

k_2 = Coeficiente para cálculo da Tensão cisalhante no perímetro facial da área de atuação;

v_{max} = Tensão Cisalhante permitida na face do carregamento;

u_1 = Perímetro crítico da punção;

k_1 = Coeficiente para cálculo da Tensão cisalhante no perímetro crítico;

P_r = Carga máxima permitida.

Portanto:

$$d = 0,75 \times h = 0,75 \times 0,15 = 0,1125 \text{ m} \quad (104)$$

$$u_0 = c_1 + c_2 = 0,15 + 0,15 = 0,3 \text{ m} \quad (105)$$

$$v_p = \frac{P_d}{u_0 \times d} = \frac{40 \times 1,2}{112,5 \times 300} = 1,42 \text{ MPa} \quad (106)$$

$$k_2 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,50 \quad (107)$$

$$v_{max} = 0,5 \times k_2 \times f_{cd} = 0,5 \times 0,5 \times \frac{40}{1,5} = 6,72 > 1,42 \text{ MPa} \quad (108)$$

∴ OK!

Para o perímetro crítico verifica-se:

$$u_1 = c_1 + c_2 + \pi \times 2 \times d = 0,15 + 0,15 + \pi \times 2 \times 0,1125 = 0,653 \text{ m} \quad (109)$$

$$k_1 = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/112,5)^{0,5} = 2,33 \quad (110)$$

$$P_r = \left(0,035 \times 2,33^{3/2} \times 40^{0,5} + 0,12 \times 0,68 \times 5,09\right) 653 \times 112,50 \quad (111)$$

$$P_r = 88,52 \text{ KN} > 40 \text{ KN} \quad (112)$$

∴ OK!

4.2.8 BARRAS DE TRANSFERÊNCIA

Devido à necessidade de divisão do armazém em duas placas de 500 m², para este método, adotou-se uma junta serrada. Segundo Rodrigues (2010), um piso de concreto reforçado com fibras com $R_{e,3} = 50\%$ equivale a um piso simples com cerca de 22 cm. Portanto, para $R_{e,3} = 68\%$ recorreu-se a Tabela 19. Foi adotada uma espessura para equivalência de um piso com mais de 22,6 cm de espessura, adotando-se barras de CA-25 com comprimento de 50 cm espaçadas a cada 30 cm.

Tabela 19- Diâmetro de barras de transferência para pisos de concreto simples

Espessura da placa (mm)	Tipo de barra de transferência					
	Seção quadrada (mm)			Seção circular (mm)		
	Lado	Comprimento mínimo	Espaçamento	Diâmetro	Comprimento mínimo	Espaçamento
< 120	16	350	350	16	350	300
120 a 175	20	350	350	20	350	300
176 a 225	25	400	350	25	400	300
226 a 275	32	450	350	32	450	300

Fonte: Rodrigues (2010)

4.2.9 VERIFICAÇÃO DA FLECHA

Para a verificação da deflexão, toma-se por base a carga localizada no canto da placa. Segundo a TR-34 (Concrete Society, 2003), a verificação da deflexão é dada por:

$$\delta = c \left(\frac{P}{kl^2} \right) \quad (113)$$

$$c = [1,1 - 1,24 \times (a/l)] \quad (114)$$

$$l = \left[\frac{(E_{cm(t)} \times h^3)}{(12 \times (1 - \nu^2) \times k)} \right]^{0,25} \quad (115)$$

$$E_{cm(t)} = \frac{E_{cm}}{(1 + \phi)} \quad (116)$$

Onde:

δ = Deflexão ou flecha da placa;

c = Coeficiente de deflexão dependente da posição da carga;

$E_{cm(t)}$ = Módulo de elasticidade do concreto minorado pela fluência;

ϕ = Coeficiente de fluência (2, segundo o TR-34, Concrete Society, 2003)

Como os pavimentos industriais devem ser planos para tráfego das empilhadeiras e escoamento da produção ou estocagem, foi adotado um índice de aceitação de acordo com a aceitação para ginásios especificado na Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 (2014): $\delta_{adm} \leq \frac{L}{600}$. Tomou-se por base o $L = 3 \text{ m}$, utilizado para o ensaio do Floor levelness (FL). Portanto:

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{600} = \frac{3000}{600} = 5 \text{ mm} \quad (117)$$

$$E_{cm(t)} = \frac{35000}{(1+2)} = 11,67 \text{ GPa} \quad (118)$$

$$l = \left[\frac{(11,67 \times 10^3 \times 0,15^3)}{(12 \times (1 - 0,2^2) \times 60)} \right]^{0,25} = 0,489 \text{ m} \quad (119)$$

$$c = [1,1 - 1,24 \times (0,085/0,489)] = 0,89 \quad (120)$$

$$\delta = 0,89 \left(\frac{40000}{60 \times 489^2} \right) = 0,0025 \text{ mm} < 5 \text{ mm} \quad (121)$$

$\therefore OK!$

4.2.10 RESULTADO PARA O DIMENSIONAMENTO VIA CRFA

O pavimento do armazém, via concreto reforçado com fibras de aço, foi dimensionado e verificado para uma placa de 500 m^2 . A placa foi dimensionada para espessura de 15 cm , utilizando $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ e 30 Kg/m^3 da fibra tipo RC 80/60.

4.3 Dimensionamento do galpão com utilização de protensão

4.3.1 DADOS GEOMÉTRICOS

- Espessura do pavimento: $h = 15 \text{ cm}$;
- Comprimento entre juntas = 50 m ;
- Largura do pavimento (faixa única) = 20 m
- Área da placa: $A = 1000 \text{ m}^2$;
- Diâmetro da cordoalha: $1,27 \text{ cm}$
- Cobrimento da armadura ativa em relação à parte inferior da placa:

Para a determinação do cobrimento da laje recorre-se à Tabela 6.1 da norma NBR 6118:2014, apresentada no item 2.2 deste estudo. Por se tratar de uma área industrial, define-se a classe de agressividade CAA III, todavia, por ser uma região de clima seco e devido ao fato de estar protegida das intempéries, é possível adotar a CAA II. A partir desta determinação têm-se $c_{nom} \geq 3 \text{ cm}$: Adotado!

- Determinação da excentricidade dos cabos em relação ao baricentro da seção de concreto (e_p):

$$e_p = h/2 - (c_{nom} + \Phi/2) = 15/2 - (3 + 1,27/2) = 3,87 \text{ cm} \quad (122)$$

Altura útil da laje

$$d_p = h/2 + e_p = 15/2 + 3,87 = 11,37 \text{ cm} \quad (123)$$

4.3.2 DADOS DO CONCRETO

- 1) Peso específico (γ_c): $25 \text{ KN}/\text{m}^3$;
- 2) Resistência característica a compressão (f_{ck}): 35 MPa ;
- 3) Coeficiente de Poisson (ν): 0,2
- 4) Coeficiente de retração $\varepsilon_{cs}(t_\infty; t_0)$:

Para determinação do coeficiente, utilizou-se a Tabela 8.2 da ABNT NBR:6118. Portanto calcula-se:

$$E.fic = \frac{2 \times Ac}{u} \quad (124)$$

$$Ac = b \times h = 2000 \times 15 = 30000 \text{ cm}^2 \quad (125)$$

$$u = b = 3000 \text{ cm} \quad (126)$$

$$\therefore E.fic = \frac{2 \times 30000}{3000} = 20 \text{ cm} \quad (127)$$

Estimando um valor de $t_0 = 5 \text{ dias}$ e umidade de 40%, obteve-se $\varepsilon_{cs}(t_\infty; t_0) = -0,00053$.

- 5) Coeficiente de fluência (Kcr): 1,6 *para pisos*

- 6) Resistência média à tração do concreto:

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3,21 \text{ MPa} \quad (128)$$

- 7) Resistência característica inferior à tração do concreto:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,25 \text{ MPa} \quad (129)$$

- 8) Resistência à tração do concreto na flexão (módulo de ruptura) – Para seções retangulares é utilizado o coeficiente 1,5:

$$f_{ctk,f} = 1,5 \times f_{ctk,inf} = 3,37 \text{ MPa} \quad (130)$$

- 9) Módulo de elasticidade inicial (utilizando $\alpha_e = 1$, considerando o agregado graúdo de granito ou gnaiss):

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (131)$$

$$E_{ci} = 1 \times 5600 \sqrt{35} = 33130,05 \text{ MPa} = 33,13 \text{ GPa} \quad (132)$$

- 10) Módulo de elasticidade secante

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \frac{35}{80} = 0,8875 \leq 1,0 \quad (133)$$

$$\therefore E_{cs} = 0,8875 \times 33130,05 = 29402,92 \text{ MPa} = 29,40 \text{ GPa} \quad (134)$$

- 11) Resistência característica à compressão do concreto, em $t = 1 \text{ dia}$ (24 horas):

$$f_{ckj} = \beta_1 * f_{ck} \quad (135)$$

$$\beta_1 = e^{\left\{ s * \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{t} \right)} \right] \right\}} \quad (136)$$

Tabela 20 - Coeficientes em relação ao tipo de cimento empregado

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

Fonte: NBR 6118 (2014)

Utilizando CP IV têm-se 0,38.

$$f_{ckj} = e^{\left\{ 0,38 * \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{1} \right)} \right] \right\}} * 35 = 11,97 \text{ MPa} \quad (137)$$

12) Resistência característica à tração do concreto, em $t = 1 \text{ dia (24 horas)}$:

$$f_{ctmj} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ckj}^2} = 1,57 \text{ MPa} \quad (138)$$

13) Variação da temperatura de acordo com a espessura: $0,5 \text{ }^\circ\text{C/cm}$ (aquecimento superior). (Vasconcelos, 1979 *apud* Santos, 2015)

14) Coeficiente de dilatação térmica do concreto: $\alpha = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (ABNT NBR 6118:2014).

4.3.3 DADOS DO AÇO DE PROTENSÃO

Foram utilizadas cordoalhas de aço de 7 fios e engraxada (sistema de pós-tensão sem aderência). O aço componente é o aço CP 190 RB (relaxação baixa).

1) Diâmetro nominal (ϕ): $12,70 \text{ mm}$

2) Área da seção transversal (A_p'): $1,014 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

3) Resistência à tração:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa} \quad (139)$$

4) Resistência ao escoamento (f_{pyk}):

$$f_{pyk} = 0,9 \times f_{ptk} = 1710 \text{ MPa} \quad (140)$$

5) Módulo de elasticidade: $E_p = 202 \text{ GPa}$ (Arcelor Mittal, 2019)

6) Disposição das armaduras ativas: Segundo o item 20.3.2.1, o espaçamento entre cordoalhas não deve exceder o valor de $6 \times h$. Devido aos elevados carregamentos foi

necessário a adoção de um espaçamento de 45 cm devido, principalmente, à verificação do Estado Limite Último. Portanto, foi adotado um espaçamento de 0,5 m.

7) Área de aço de protensão por metro de largura:

$$A_p = \frac{1,014 \times 10^{-4} \times 1}{0,45} = 2,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (141)$$

Como visto na Tabela 13.4 da NBR 6118, exposta no item 2.2 deste estudo, para a CAA II (moderada), a protensão utilizada de pós-tração é do tipo parcial. É necessário utilizar combinações frequentes de serviço no dimensionamento e verificar a fissuração para aberturas menores que 0,2 mm.

4.3.4 FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL (P_i)

De acordo com o item 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014, para as cordoalhas engraxadas com aços RB, o valor de σ_{pi} deve ser o menor entre os dois limites a seguir:

$$\sigma_{pi} = 0,8 \times f_{ptk} = 0,8 \times 1900 = 1520 \text{ MPa} \quad (142)$$

$$\sigma_{pi} = 0,88 \times f_{pyk} = 1504,8 \text{ Mpa} \quad (143)$$

Portanto, $\sigma_{pi} = 1504,8 \text{ MPa}$, e com A_p determinado anteriormente, P_i é dado por:

$$P_i = A_p \times \sigma_{pi} = 2,25 \times 10^{-4} \times 1504,8 \times 10^6 = 339,08 \text{ KN/m} \quad (144)$$

4.3.5 SITUAÇÃO NO MEIO DA PLACA

4.3.5.1 Perdas imediatas

1) Perda por atrito:

Dados:

- $\mu = 0,05 \text{ rad}^{-1}$ e $k = 5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ (bainha de polipropileno lubrificada)
- $P_i = 305,17 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- $\sum \alpha = 0$ (cabo reto)

- $x = 25 \text{ m}$

$$\Delta P_{atr}(25) = 339,08 \left[1 - e^{-(0,05 \times 0 + 5 \times 10^{-3} \times 22,5)} \right] = 39,84 \text{ KN/m} \quad (145)$$

2) Determinação do ponto de repouso:

$$x_r = \sqrt{\frac{E_p \times A_p \times \delta \times L}{2 \times \Delta P_{anc}}} = \sqrt{\frac{202 \times 10^9 \times 2,03 \times 10^{-4} \times 0,006 \times 50}{2 \times 35,86 \times 10^3}} = 13,09 \text{ m} \quad (146)$$

3) Perda por acomodação da ancoragem:

Determinado o ponto de repouso, foi verificado que, para a situação do meio da placa, não há perda devido à acomodação das ancoragens, isto é, $\Delta P_{anc}(25) = 0$.

4) Perda por encurtamento elástico do concreto:

$$P_a = P_i - \Delta P_{atr} - \Delta P_{anc} = 339,17 - 39,84 - 0 = 299,24 \text{ KN/m} \quad (147)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} = \frac{202 \times 10^9}{29,4 \times 10^9} = 6,87 \quad (148)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,15^3}{12} = 2,81 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (149)$$

$$A_c = 1,0 \times 0,15 = 0,15 \text{ m}^2 \quad (150)$$

A parcela devida ao peso próprio é desconsiderada devido ao fato de a placa estar continuamente apoiada sobre o meio:

$$\sigma_{c,p0g} = -P_a \left[\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right] - \frac{M_g \times e_p}{I_c} = -\frac{299,24}{10^3} \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{2,81 \times 10^{-4}} \right) - 0 = -3,58 \text{ MPa} \quad (151)$$

$$\Delta \sigma_{Pela} = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} \sigma_{cg}) (n-1)}{2n} = \frac{6,87 \times 3,58 \times (2,22-1)}{2 \times 2,22} = 6,77 \text{ MPa} \quad (152)$$

$$\Delta P_{ela} = \Delta \sigma_{Pela} \times A_p = 5,66 \times 10^6 \times 2,028 \times 10^{-4} = 1,53 \text{ KN/m} \quad (153)$$

4.3.5.2 Tensão no aço e no concreto ao nível do cabo no instante t_0 (σ_{P0})

$$P_0 = P_i - \Delta P_t(25) - \Delta P_{ela} = 339,08 - 39,84 - 0 - 1,53 = 297,71 \text{ KN/m} \quad (154)$$

$$\sigma_{P0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{297,71 \times 10^3}{2,253 \times 10^{-4}} = 1321,21 \text{ MPa} \quad (155)$$

4.3.5.3 Tensão no concreto ao nível do cabo no instante t_0 ($\sigma_{c,P0g}^*$)

$$\sigma_{c,P0g}^* = -P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) = \frac{-297,71}{10^3} \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{2,81 \times 10^{-4}} \right) = -3,57 \text{ MPa} \quad (156)$$

4.3.5.4 Verificação do concreto no ato da protensão

$$W_1 = -W_2 = -\frac{b \times h^2}{6} = -\frac{1 \times 0,15^2}{6} = -3,75 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (157)$$

$$\sigma_{cp1} = -\gamma_p \times P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1} \right) \quad (158)$$

Estimativa de aplicação de 30 % da carga de protensão para $t_0 = 1$ dia:

$$\sigma_{cp1} = -1,1 \times \frac{297,71}{10^3} \times 0,3 \times \left(\frac{1}{0,15} + \frac{(-0,0387)}{-3,75 \times 10^{-3}} \right) = -1,67 \text{ MPa} \quad (159)$$

$$\sigma_{cp2} = -\gamma_p \times P_0 \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_2} \right) \quad (160)$$

$$\sigma_{cp2} = -1,1 \times \frac{297,71}{10^3} \times 0,3 \times \left(\frac{1}{0,15} + \frac{(-0,0387)}{3,75 \times 10^{-3}} \right) = 0,36 \text{ MPa} \quad (161)$$

O valor da sollicitação de compressão deve ser menor que 70 % da resistência característica no instante $t = 1$ dia e a sollicitação de tração deve ser menor que a resistência à tração média majorada em 20 por cento:

$$\sigma_{cp1} = 1,67 \text{ MPa} < 0,7 \times 11,97 = 8,379 \text{ MPa} \quad (162)$$

$$\sigma_{cp2} = 0,36 \text{ MPa} < 1,2 \times 3,1 = 3,72 \text{ MPa} \quad (163)$$

Ok!

4.3.5.5 Perdas progressivas

1) Perda por retração:

$$\Delta\sigma_{Ps} = \varepsilon_{cs}(t_{\infty}; t_0) \times E_p = 202 \times 10^9 \times 0,00053 = 107,06 \text{ MPa} \quad (164)$$

2) Perda por fluência:

$$\Delta\sigma_{CR} = K_{CR} \times \frac{E_s}{E_c} \times f_{cpa} = 1,6 \times \frac{202 \times 10^9}{29,4 \times 10^9} \times 3,59 = 39,4 \text{ MPa} \quad (165)$$

3) Perda por relaxação do aço:

Tendo $\sigma_{p0} = 1321,21 \text{ MPa}$, a porcentagem de f_{ptk} é:

$$\% f_{ptk} = \frac{1321,21}{1900} = 0,69 \quad (166)$$

Retificando em 70 % tem-se:

$$\Delta\sigma_{pc}(t_{\infty}, t_0) = \psi(t_{\infty}, t_0) \times \sigma_{p0} = 2,5 \times \frac{2,5}{100} \times 1321,21 = 82,57 \text{ MPa} \quad (167)$$

4) Total das perdas progressivas:

$$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = 107,06 + 39,4 + 82,57 = 229,03 \text{ MPa} \quad (168)$$

Verifica-se que a estimativa de perdas progressivas citada em diversos estudos como, por exemplo Bastos (2015) e Faria (2006 *apud* Couto), em 15 % seria uma boa aproximação pois:

$$\frac{\Delta\sigma_P(t_\infty, t_0)}{\sigma_{pi}} = \frac{229,03}{1504,8} = 0,152 = 15,2 \% \quad (169)$$

4.3.5.6 Força de protensão em t_∞

Primeiramente, a tensão de protensão é dada por:

$$\sigma_p(t_\infty) = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_P(t_\infty, t_0) = 1321,21 - 229,03 = 1092,18 \text{ MPa} \quad (170)$$

A partir da tensão têm-se P_∞ através da expressão:

$$P_\infty = \sigma_p(t_\infty) \times A_p = 1092,18 \times 2,25 \times 10^{-4} = 246,10 \text{ KN/m} \quad (171)$$

4.3.5.7 Tensão no concreto no nível da armadura em t_∞

$$\sigma_c(t_\infty) = -P_\infty \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) = -\frac{246,10}{10^3} \times \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{3,75 \times 10^{-4}} \right) = -2,95 \text{ MPa} \quad (172)$$

4.3.6 CÁLCULO DO ALONGAMENTO DOS CABOS (ΔL)

O cálculo é obtido por relações geométricas envolvendo a Figura apresentada na seção 3.4.2.2.

$$\Delta L = \frac{(2 \times P_i - \Delta P_{atr}) \times L}{4 \times E_p \times A_p} = \frac{(2 \times 339,08 - 39,84) \times 50}{4 \times 202 \times 10^6 \times 2,25 \times 10^{-4}} = 0,18 \text{ m} \quad (173)$$

4.3.7 SITUAÇÃO NO PONTO DE MÁXIMA TENSÃO

A sequência de cálculo é a mesma adotada para o ponto situado no meio da placa:

$$P(xr) = P_i - \frac{2 \times \Delta P_{atr} \times xr}{L} = 339,08 - \frac{2 \times 39,84 \times 13,09}{50} = 318,22 \text{ KN/m} \quad (174)$$

1) Perda por atrito:

Dados:

- $\mu = 0,05 \text{ rad}^{-1}$ e $k = 5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ (bainha de polipropileno lubrificada)
- $P_i = 339,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- $\sum \alpha = 0$ (cabo reto)
- $x = 13,09 \text{ m}$

$$\Delta P_{atr}(xr) = 339,08 \left[1 - e^{-(0,05 \times 0 + 5 \times 10^{-3} \times 13,09)} \right] = 21,48 \text{ KN/m} \quad (175)$$

2) Perda por acomodação da ancoragem:

A perda por acomodação da ancoragem ocorre a partir do ponto de repouso, portanto, para o cálculo de P_a ela equivale a 0.

$$\Delta P_{anc,máx} = 2 \times (339,08 - 318,22) = 41,73 \text{ KN/m} \quad (176)$$

3) Perda por encurtamento elástico do concreto:

$$P_a = P_i - \Delta P_{atr} - \Delta P_{anc} = 339,08 - 21,48 - 0 = 317,60 \text{ KN/m} \quad (177)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} = \frac{202 \times 10^9}{29,4 \times 10^9} = 6,87 \quad (178)$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,15^3}{12} = 2,81 \times 10^{-4} \quad (179)$$

$$A_c = 1,0 \times 0,15 = 0,15 \text{ m}^2 \quad (180)$$

$$\sigma_{c,p0g} = -P_a \left[\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right] = -\frac{317,60}{10^3} \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{2,81 \times 10^{-4}} \right) = -3,80 \text{ MPa} \quad (181)$$

$$\Delta \sigma_{Pela} = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp0g}) (n-1)}{2n} = \frac{6,87 \times 3,80 \times (2,22-1)}{2 \times 2,22} = 7,19 \text{ MPa} \quad (182)$$

$$\Delta P_{ela} = \Delta \sigma_{Pela} \times A_p = 7,19 \times 10^6 \times 2,25 \times 10^{-4} = 1,62 \text{ KN/m} \quad (183)$$

4.3.7.1 Tensão no aço e no concreto ao nível do cabo no instante t_0 (σ_{P0})

$$P_0 = P_i - \Delta P_t(xr) - \Delta P_{ela} = 339,08 - 21,48 - 0 - 1,62 = 315,98 \text{ KN/m} \quad (184)$$

$$\sigma_{P0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{315,98 \times 10^3}{2,25 \times 10^{-4}} = 1402,27 \text{ MPa} \quad (185)$$

4.3.7.2 Tensão no concreto ao nível do cabo no instante t_0 ($\sigma_{c,P0g}^*$)

$$\sigma_{c,P0g}^* = -P_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) = \frac{-315,98}{10^3} \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{2,81 \times 10^{-4}} \right) = -3,78 \text{ MPa} \quad (186)$$

4.3.7.3 Verificação do concreto no ato da protensão

$$\sigma_{cp1} = -1,1 \times \frac{297,71}{10^3} \times 0,3 \times \left(\frac{1}{0,15} + \frac{(-0,0387)}{-3,75 \times 10^{-3}} \right) = -1,77 \text{ MPa} \quad (187)$$

$$\sigma_{cp2} = -1,1 \times \frac{284,62}{10^3} \times 0,3 \times \left(\frac{1}{0,1} + \frac{(-0,0137)}{1,67 \times 10^{-3}} \right) = +0,38 \text{ MPa} \quad (188)$$

O valor da solicitação de compressão deve ser menor que 70 % da resistência característica no instante $t = 1 \text{ dia}$ e a solicitação de tração deve ser menor que a resistência à tração média majorada em 20 por cento:

$$\sigma_{cp1} = 1,77 \text{ MPa} < 0,7 \times 11,97 = 8,379 \text{ MPa} \quad (189)$$

$$\sigma_{cp2} = 0,38 \text{ MPa} < 1,2 \times 3,1 = 3,72 \text{ MPa} \quad (190)$$

Ok!

4.3.7.4 Perdas progressivas

1) Perda por retração:

$$\Delta \sigma_{Ps} = \varepsilon_{cs}(t_\infty; t_0) \times E_p = 202 \times 10^9 \times 0,00053 = 107,06 \text{ MPa} \quad (191)$$

2) Perda por fluência:

$$\Delta\sigma_{CR} = K_{CR} \times \frac{E_s}{E_c} \times f_{cpa} = 1,6 \times \frac{202 \times 10^9}{29,4 \times 10^9} \times 3,58 = 41,6 \text{ MPa} \quad (192)$$

3) Perda por relaxação do aço:

Tendo $\sigma_{p0} = 1402,27 \text{ MPa}$, a porcentagem de f_{ptk} é:

$$\% f_{ptk} = \frac{1402,27}{1900} = 0,74 \quad (193)$$

Retificando em 75 % tem-se:

$$\Delta\sigma_{pc}(t_{\infty}, t_0) = \psi(t_{\infty}, t_0) \times \sigma_{p0} = 2,5 \times \frac{3}{100} \times 1402,27 = 105,17 \text{ MPa} \quad (194)$$

4) Total das perdas progressivas:

$$\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = 107,06 + 39,40 + 105,17 = 253,83 \text{ MPa} \quad (195)$$

Verifica-se que a estimativa de perdas progressivas citada em diversos estudos como, por exemplo Bastos (2015) e Faria (2006 *apud* Couto), em 15 %, não seria uma boa aproximação pois:

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0)}{\sigma_{pi}} = \frac{253,83}{1504,8} = 0,1687 = 16,87 \% \quad (196)$$

4.3.7.5 Força de protensão em t_{∞}

Primeiramente, a tensão de protensão é dada por:

$$\sigma_p(t_{\infty}) = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_p(t_{\infty}, t_0) = 1402,27 - 253,83 = 1075,66 \text{ MPa} \quad (197)$$

A partir da tensão têm-se P_{∞} através da expressão:

$$P_{\infty} = \sigma_p(t_{\infty}) \times A_p = 1148,44 \times 2,25 \times 10^{-4} = 258,78 \text{ KN/m} \quad (198)$$

4.3.7.6 Tensão no concreto no nível da armadura em t_{∞}

$$\sigma_c(t_{\infty}) = -P_{\infty} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) = -\frac{258,78}{10^3} \times \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{2,81 \times 10^{-4}} \right) = -3,10 \text{ MPa} \quad (199)$$

4.3.8 ATRITO COM A SUB-BASE

1) Para x_r :

$$F_{at} = f \times x \times h \times \gamma_c = 0,6 \times 13,09 \times 0,01 \times 25 = 29,45 \text{ KN/m} \quad (200)$$

2) Para $x = \frac{L}{2}$:

$$F_{at} = f \times x \times h \times \gamma_c = 0,6 \times 13,09 \times 0,01 \times 25 = 56,25 \text{ KN/m} \quad (201)$$

4.3.9 MOMENTO DE FISSURAÇÃO

4.3.9.1 Seção do meio da placa

1) Situação A

- Protensão inicial: 339,08 KN/m
- Perdas imediatas: -41,37 KN/m
- Perdas progressivas: -51,61 KN/m
- Total: 246,10 KN/m

2) Situação B

- Protensão inicial: 339,08 KN/m
- Perdas imediatas: -41,37 KN/m
- Perdas progressivas: -51,61 KN/m
- Atrito: -56,25 KN/m

- Total: 189,85 KN/m

4.3.9.2 Situação no ponto de repouso

1) Situação A

- Protensão inicial: 339,08 KN/m
- Perdas imediatas: $-19,86 \text{ } KN/m$
- Perdas progressivas: $-57,20 \text{ } KN/m$
- Total: 262,02 KN/m

2) Situação B

- Protensão inicial: 339,08 KN/m
- Perdas imediatas: $-19,86 \text{ } KN/m$
- Perdas progressivas: $-57,20 \text{ } KN/m$
- Atrito: $-29,45 \text{ } KN/m$
- Total: 232,57 KN/m

Para a situação A e localização referente ao meio da placa têm-se:

$$M_{rA} \left(\frac{L}{2} \right) = \left[3,37 \times 10^3 + 246,10 \left(\frac{1}{0,15} + \frac{0,0387^2}{0,00375} \right) \right] \times 0,0375 \quad (202)$$

$$M_{rA} \left(\frac{L}{2} \right) = 28,30 \text{ } KN \times m/m \quad (203)$$

De maneira análoga obtiveram-se:

$$M_{rB} \left(\frac{L}{2} \right) = 24,72 \text{ } KN \times m/m \quad (204)$$

$$M_{rA}(xr) = 29,32 \text{ } KN \times m/m \quad (205)$$

$$M_{rB}(xr) = 27,44 \text{ } KN \times m/m \quad (206)$$

O cálculo detalhado do momento de fissuração para cada caso está representado no Apêndice C deste estudo.

4.3.10 CÁLCULO DAS AÇÕES

1) Raio de rigidez (l):

$$l = \left[\frac{(E_{CI} \times h^3)}{(12 \times (1 - \nu^2) \times k)} \right]^{0,25} = \left[\frac{(33,13 \times 10^3 \times 0,15^3)}{(12 \times (1 - 0,2^2) \times 60)} \right]^{0,25} = 0,634 \text{ m} \quad (207)$$

2) Raio de influência para compatibilização de cargas (R_c):

$N = 2$, adotado

$$R_c = N \times l = 2 \times 0,634 = 1,27 \text{ m} \quad (208)$$

3) Raio de contato da carga móvel (a):

$$A_c = \frac{P}{q} = \frac{62250}{0,95 \times 10^6} = 0,066 \text{ m}^2 \quad (209)$$

$$a = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,066}{\pi}} = 0,144 \text{ m} \quad (210)$$

4) Raio de contato da carga estática (a'):

$$a' = \sqrt{\frac{A'_c}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,15 \times 0,15}{\pi}} = 0,085 \text{ m} \quad (211)$$

5) Combinações de ações e momentos solicitantes:

a. Carga distribuída:

Segundo Rodrigues *et al.* (2015), para valores de carga acima de 70 KN/m² é aconselhável que se verifique as camadas inferiores. Para o caso, foi verificado apenas a camada superior. Os valores foram calculados em seus valores críticos no caso de mudança de Layout.

- Tensão admissível:

$$c = 1,03 \times \sigma_{adm} \times \sqrt{h \times k} = 1,03 \times \frac{3,37}{1,4} \times \sqrt{15 \times 60} = 74,39 \text{ KN/m}^2 \quad (212)$$

$$50 < 74,39 \therefore \text{ok!}$$

- Momento máximo utilizando $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$ (Concrete Society, 2016):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 \times k}{E_{cm} \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 60}{34 \times 10^3 \times 150^3}} = 0,01 \times \text{mm}^{-1} \quad (213)$$

$$M_n = (50000 \times 10^{-6}) / [(6,29 \times 10^{-3})^2 \times 5,95] = 0,21 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (214)$$

- b. Carga móvel:

$$M_{p,i} = \frac{P}{6[1+(2a'/l)]} = \frac{62,25}{6[1+(2 \times 0,144/0,634)]} = 7,13 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (215)$$

$$M_{p,b} = \frac{P}{3,5[1+(3a'/l)]} = \frac{62,25}{3,5[1+(3 \times 0,144/0,634)]} = 10,57 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (216)$$

- c. Carga de montantes (porta-paletes):

$$M_{mont,i} = \frac{P}{6[1+(2a'/l)]} = \frac{40}{6[1+(2 \times 0,085/0,634)]} = 5,262 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (217)$$

A maior carga devido a apenas um montante, sendo este momento utilizado para conferência da tensão admissível, é obtida por meio da fórmula para cargas localizadas no canto da placa:

$$M_{mont,c} = \frac{P}{6[1+(2a'/l)]} = \frac{40}{2[1+(4 \times 0,085/0,634)]} = 13,04 \text{ KN} \times \text{m/m} \quad (218)$$

d. Compatibilização de cargas:

Devido ao raio de contribuição, foram aferidas diversas situações para os maiores momentos de carga compatibilizadas. O cálculo do maior momento compatibilizado foi realizado por meio de semelhança de triângulos no método aproximado (vide item 4.2.3).

Tomando por base o ponto da carga 2 ($M_2 = 5,262 \text{ KN} \times m/m$), têm-se as respectivas igualdades:

$$\frac{5,262}{1,27} = \frac{M_1}{1,27-0,95} \Rightarrow M_1 = 4,43 \text{ KN} \times m/m \quad (219)$$

$$\frac{5,262}{1,27} = \frac{M_3}{1,27-0,20} \Rightarrow M_3 = 1,32 \text{ KN} \times m/m \quad (220)$$

$$\frac{5,262}{1,27} = \frac{M_4}{1,27-1,15} \Rightarrow M_4 = 0,49 \text{ KN} \times m/m \quad (221)$$

$$M_{T,4m} = 4,43 + 5,26 + 1,32 + 0,49 = 11,51 \text{ KN} \times m/m \quad (222)$$

Os valores dos momentos encontrados para as demais cargas deste dimensionamento estão especificados no apêndice D deste estudo.

4.3.11 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DE APOIO

$$\sigma_{at} \leq 2,1 \times \sigma_{adm} \Leftrightarrow \frac{40000}{0,0225 \times 10^6} \leq 2,1 \times \frac{3,21}{1,4} \Leftrightarrow 1,78 \leq 4,82 \quad (223)$$

$\therefore OK!$

4.3.12 ESFORÇOS DEVIDO AO GRADIENTE TÉRMICO

$$\Delta T = \Delta T^* \times h = 0,5 \times 15 = 7,5^\circ \text{ C} \quad (224)$$

$$M_{\Delta T} = \frac{E_{CS} \times h^2 \times \alpha \times \Delta T}{12 \times (1-\nu)} = \frac{29,4 \times 10^9 \times 0,15^2 \times 10^{-5} \times 7,5}{12 \times (1-0,2)} = 5,17 \text{ KN} \times m/m \quad (225)$$

4.3.13 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

a. Situação A:

$$\gamma_{fis} = \frac{M_r}{M_s} = \frac{M_r}{M_{\Delta T} + M_{T,4m}} = \frac{24,72}{(11,51 + 5,17)} = 1,48 \geq 1 \quad (226)$$

∴ OK!

b. Situação B:

$$\gamma_{fis} = \frac{M_r}{M_s} = \frac{M_r}{M_{T,4m}} = \frac{27,44}{(11,51)} = 2,38 \geq 1 \quad (227)$$

∴ OK!

4.3.14 VERIFICAÇÃO DA FADIGA

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{M_{p,i} + M_{\Delta T}}{I_c / e_p} = \frac{(7,13 + 5,17) \times 10^3}{2,81 \times 10^{-4} / 0,0387} = 1,69 \text{ MPa} \quad (228)$$

$$\Delta\epsilon_{cp} = \frac{\Delta\sigma_{cp}}{E_{cs}} = \frac{1,69}{29402,92} = 5,75 \times 10^{-5} \text{ m/m} \quad (229)$$

$$\Delta\sigma_p = E_p \times \Delta\epsilon_{cp} = 202 \times 10^9 \times 5,75 \times 10^{-5} = 11,61 \text{ MPa} \quad (230)$$

$$\Delta\sigma_p \times \gamma_f \leq f_{pd,fad,min} \Leftrightarrow 11,61 \times 1,0 \leq 70 \quad (231)$$

∴ OK!

4.3.15 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O valor de P_{∞} escolhido foi de 189,85 *KN/m* pois este foi o menor valor encontrado, resultando no menor momento resistente.

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \times d_p} = \frac{2,25 \times 10^{-4}}{1 \times 0,1137} = 1,98 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}^2 \quad (232)$$

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{35}{300 \times 1,98 \times 10^{-3}} = 128,84 \text{ MPa} < 210 \text{ MPa} \quad (233)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{P_{\infty}}{\gamma_p \times A_p} + \frac{\Delta\sigma_p}{\gamma_p} = \frac{189,85 \times 10^{-3}}{1,1 \times 2,25 \times 10^{-4}} + \frac{128,84}{1,1} = 883,08 \text{ MPa} \quad (234)$$

$$x = \frac{\sigma_{pd} \times A_p}{\sigma_{cd} \times 0,8 \times b} = \frac{883,08 \times 2,25 \times 10^{-4}}{25 \times 0,8 \times 1} = 0,0099 \text{ m} \quad (235)$$

$$M_{rd} = 868,07 \times 2,25 \times 10^{-4} \times (0,1137 - 0,4 \times 0,0098) = 21,82 \text{ KN} \times \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (236)$$

$$M_{rd} \geq 1,4 \times M_p + 1,2 \times \psi_0 \times M_{\Delta T} = 1,4 \times 11,51 + 1,2 \times 0,6 \times 5,17 \quad (237)$$

$$21,82 \geq 19,83$$

(238)

∴ OK!

4.3.16 RESULTADO PARA O DIMENSIONAMENTO VIA CONCRETO PROTENDIDO

O pavimento do armazém, via concreto protendido, foi dimensionado e verificado para uma placa única de 1000 m^2 . A placa foi dimensionada para espessura de 15 cm , utilizando $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ e cordoalhas engraxadas de $12,7 \text{ mm}$ de diâmetro a cada $0,45 \text{ m}$ em ambas direções.

4.4 Comparativo Orçamentário

Por fim, para uma maior percepção das diferenças entre os dimensionamentos realizados, foi confeccionado um breve estudo orçamentário representando o comparativo entre as duas soluções de pavimentação. Foram utilizadas duas fontes de dados para a confecção do breve comparativo. A primeira, para os dados relativos ao concreto, às barras de transferência e à lona, foi o banco de dados da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil). Referente ao mês de junho de 2019 para o estado de Minas Gerais. Já os dados dos reforços, ancoragens e mão de obra foram consultados na apresentação de Faria (2016). Os dados são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21- Comparativo orçamentário

Solução de pavimentação			Fibras de aço		Protendido	
Descrição	Valor unitário		Qtde.	Total (R\$/m²)	Qtde.	Total (R\$/m²)
Concreto- fck 35 MPa	272,28	R\$/m³	- m³/m²	-	0,16 m³/m²	42,8841
Concreto- fck 40 MPa	284,42	R\$/m³	0,16 m³/m²	44,80	- m³/m²	-
Fibras de aço (80/60)	5,70	R\$/Kg	4,50 kg/m²	25,65	- m³/m²	-
Cordoalhas (CP 190 RB 7) - ϕ 12,7 mm	5,70	R\$/Kg	- Kg/m²	-	4,00 Kg/m²	22,78
Ancoragens de protensão	15,00	un.	- un/m²	-	0,16 un/m²	2,4
Lona Plástica	1,02	R\$/m²	1,05 m²/m²	1,07	1,05 m²/m²	1,071
Barras de transferência (32 mm)	7,17	R\$/un	0,07 un/m²	0,50	- un/m²	-
Endurecedor de superfície	4,00	R\$/m²	- m²/m²	-	1 m²/m²	4
Tratamento das juntas (PU))	12,00	R\$/m	0,02 m/m²	0,24	- m/m²	-
Mão de obra para execução-piso com fibras	16,50	R\$/m²	1,00 m²/m²	16,50	- m²/m²	-
Mão de obra para execução-piso protendido	18,00	R\$/m²	- m²/m²	-	1 m²/m²	18
Mão de obra para execução da protensão	2,50	R\$/m²	- m²/m²	-	4,00 m²/m²	9,99
Total			88,76		101,12	

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

5 CONCLUSÃO

O conhecimento das soluções construtivas e de dimensionamento das estruturas é indelével no cotidiano de escritórios de cálculo e dos canteiros de obra. Com o advento de novos insumos e tecnologias, o dimensionamento passa a exigir cada vez mais o discernimento das melhores práticas por parte dos engenheiros e empreiteiros, a fim de que estes possam tornar-se mais competitivos no mercado.

Neste trabalho, foi possível perceber que, para a engenharia de pavimentação industrial, o conhecimento de comportamentos dos carregamentos estáticos e dinâmicos é de grande relevância. São utilizadas conceituações que correlacionam a engenharia de estruturas e a engenharia geotécnica em ordem a garantir a integridade estrutural do pavimento.

Ao observar as soluções construtivas cernes deste trabalho conclui-se que, independentemente do reforço utilizado, os pavimentos industriais que seguem a escolástica europeia apresentam um elevado custo de implantação que é compensado paulatinamente na vida útil do pavimento.

Para os pisos em concreto protendido, foi examinado que o Brasil apresenta normativa plena para o dimensionamento, já para o concreto reforçado com fibras é necessário recorrer-se à normativa estrangeira. Ao serem consultadas, as normativas internacionais apresentam nuances entre si. Enquanto a normativa americana, assim como o método utilizado neste trabalho para o cálculo do concreto protendido, considera os efeitos de retração e do gradiente térmico, o relatório técnico britânico considera apenas os efeitos dos carregamentos no Estado Limite Último, considerando que a terapêutica, principalmente da retração, é combatida pelos cuidados na confecção do compósito e no processo executivo dos pavimentos.

Por conseguinte, os cálculos dos pavimentos de concreto vêm derrubando as barreiras impostas pela segurança, possibilitando a execução de projetos mais arrojados. O comparativo entre as técnicas executivas possibilitou observar que, para uma situação de cálculo específica, o pavimento com o uso de fibras de aço provou ser a alternativa de melhor relação custo benefício. Em contrapartida, é importante frisar que cada caso deve ser analisado separadamente, pois, apesar de representar um pavimento do tipo *jointless*, a solução via CRFA possui uma junta serrada de construção. Apesar de não ser tão frágil como uma junta construtiva, a junta serrada pode ser fonte de patologias futuras e sua manutenção acarreta em gastos ao longo da vida útil do pavimento.

Referências

ALÉM DA INÉRCIA. **Superestrutura Rodoviária – Camadas Granulares**. Disponível em: <https://alemdainercia.wordpress.com/2017/10/16/superestrutura-rodoviaria-camadas-granulares/>. Acesso em: 25 mai 2019.

ALPHAPISO. **Piso de concreto protendido**. Disponível em: <http://alphapiso.com.br/protendido>. Acesso em 11 jun. 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTUTE. **ACI 302.1R: Guide for Concrete Floor and Slab Construction**. Detroit: ACI, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 360 R: Design of slabs-on-ground**. Detroit: ACI, 2006.

AMERICAN CONCRETE INSTUTE. **ACI 544.1R: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete**. [S.I.]: ACI, 1996. Reapproved 2002.

AMERICAN STANDARD TEST OF MATERIALS. **ASTM 1609M: Standard Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beams With Third-Point Loading)**. Pennsylvania: ASTM, 2006.

ANAPRE. **Utilização dos pisos**. Disponível em: http://www.anapre.org.br/cd2009/anapre_final.html. Acesso em: 30 mai. 2019.

ARCELOR MITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/fios-cordoalhas/catalogo-fios-cordoalhas.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5681: Controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT: 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação.** Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8890: Tubo de concreto de seção circular para água pluvial e esgoto sanitário - Requisitos e métodos de ensaios.** Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530: Fibras de aço para concreto – Especificação.** Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 1196-12: nonrepetitive static plate load tests of solids and flexible pavement componentes, for use in evaluation and design of airport and highway pavements.** Philadelphia: ASTM, 2016.

BASTOS, P. S. S. **Concreto protendido: notas de aula.** Bauru: UNESP, 2015.

BELGO BEKAERT ARAMES. **Fibra de aço para concreto: Quais as vantagens de usá-la?** Disponível em: <https://blog.belgobekaert.com.br/fibra-de-aco-para-concreto/>. Acesso 08 jun. 2019.

Bowles, J. E.: **Foundation Analyses and Design**. New York: MacGraw-Hill, 1997.

BURGUESS CONCRETE. **Laser screed**. Disponível em: <http://burgessconcrete.com/services/laser-screed/>. Acesso em 11 jun. 2017.

CONCRETE SOCIETY, THE. **TR 34: Concrete Industrial Ground floors – A guide to design and construction**. Camberley: Concrete Society Technical Report, 2003.

CONCRETE SOCIETY, THE. **TR 34: Concrete Industrial Ground floors – A guide to design and construction**. Camberley: Concrete Society Technical Report, 2016.

CONCRETE SOCIETY, THE. **TR 63: Guidance for the Design of Steel-Fibre-Reinforced Concrete**. Camberley: Concrete Society Technical Report, 2016.

COUTO, G.M. **Soluções para pavimentos industriais com ênfase em concreto protendido**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

CRISTELLI, R. ***Pavimentos industriais de concreto – Análise do sistema construtivo***. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

CT GUEDES. **Execução de piso em concreto armado**. Disponível em: <https://www.guedespisosindustriais.com.br/execucao-piso-concreto-armado>. Acesso em: 27 mai. 2019.

CUNHA, P. F. **Dimensionamento e análise de pisos industriais de concreto**. Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

DER: **Pavimentação: Solo-cimento e solo tratado com cimento.** Norma DER/PR ES-P 11/05. DER/PR. Curitiba, 2005.

DNIT: **Manual de pavimentação.** Publicação IPR – 719. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT: **Manual de pavimentos rígidos.** Publicação IPR – 714. Rio de Janeiro, 2005.

DNIT: **Pavimentação – Sub-base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço.** Norma DNIT 140/2010 – ES. IPR, Rio de Janeiro, 2010.

DNIT: **Pavimento rígido – Prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos – Métodos de ensaio.** Norma DNIT 055/2004 – ME. IPR, Rio de Janeiro, 2004.

DNIT: **Pavimento rígido – Sub-base de concreto de cimento Portland compactado com rolo – Especificação de serviço.** Norma DNIT 056/2013 – ES. IPR, Rio de Janeiro, 2013.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas.** Brasília: Editora Interciência, 2005.

ENGENHARIA 360. BDE Explica: Concreto Compactado a Rolo ou Rollcrete? Disponível em: <https://engenharia360.com/bde-explica-concreto-compactado-rolou-rollcrete/>. Acesso: 25 mai. 2019.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651: Test method for metallic fiber-reinforced concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual).** CEN, London, 2007.

FARIA, B.M. **Desmistificando pisos protendidos – projeto e execução.** Apresentação do II Workshop – Protensão como solução. IEP – Instituto de Engenharia do Paraná, 2016.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB BULLETIN 55 – Model Code 2010.** First Complete Draft. V. 1, Switzerland, 2010.

FERNANDES, A.F.L. **Dimensionamento de laje lisa protendida com verificação de punção.** Trabalho de Conclusão de Curso - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

FIGUEIREDO, A.D. Concreto com Fibras de aço: Boletim Técnico PCC 260 USP. São Paulo, 69p, 2000.

FORMA CLS. **SA 09.** Disponível em: < <http://formacls.com/mercadorias/sa09/> >. Acesso em: 11 jun. 2019.

GARCIA, J.; DE BRITO, J. **Anomalias em pavimentos industriais com revestimentos epóxidos e sua reparação.** Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Jorge_Brito5/publication/228979632_ANOMALIAS_EM_PAVIMENTOS_INDUSTRIAIS_COM_REVESTIMENTOS_EPOXIDOS_E_SUA_REPARACAO/links/56191da508ae6d173086eb9a/ANOMALIAS-EM-PAVIMENTOS-INDUSTRIAIS-COM-REVESTIMENTOS-EPOXIDOS-E-SUA-REPARACAO.pdf. Acesso em: 18 mai. 2019.

GCP APPLIED TECHNOLOGIES. **TB-1205 - STRUX® 90/40 ASTM C1399 vs. ASTM C1609.** Disponível em: <https://gcpat.com/en/solutions/products/strux-synthetic-macro-fibers/tb-1205-strux-9040-astm-c1399-vs-astm-c1609>. Acesso em 30 jun. 2019.

HABITÍSSIMO. **Espaçador e lona plástica preta.** Disponível em: https://fotos.habitissimo.com.br/foto/espacador-e-lona-plastica-preta_472344. Acesso 25 mai. 2019.

HOVAGHIMIAN, L.H.; RODRIGUES. P.P.F. **O sistema pavimento industrial.** ANAPRE, 2008. Disponível em: http://www.anapre.org.br/artigo_1.pdf. Acesso em: 25 mai. 2019.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4: Method of tests for flexural strenght and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete.** [SI]: Concrete library of JSCE, 1984.

JOÃO, C. D. A. S. **Pavimentos térreos industriais: Aspectos relevantes ligados à concepção, dimensionamento e às tecnologias de execução.** Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2014.

IMPACTO PROTENSÃO. **Protensão não aderente.** Disponível em: <http://impactoprotensao.com.br/servicos/protensao/protensao-nao-aderente/>. Acesso em: 15 mai. 2019

MASTER PLATE. **Projeto de piso industrial.** Disponível em: <https://www.masterplate.com.br/projeto-de-piso-industrial/>. Acesso em: 27 mai. 2019.

MEDEIROS, A. **Estudo do comportamento à fadiga em compressão do concreto com fibras.** Tese (doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

NEOMATEX¹. **Fibra de polipropileno para concreto.** Disponível em: <https://www.neomatex.com.br/fibra-polipropileno-concreto.html>. Acesso em: 10 jun. 2019.

NEOMATEX². **Fibra de vidro para concreto.** Disponível em: <https://www.neomatex.com.br/fibra-vidro-concreto.html>. Acesso em: 10 jun. 2019.

NG PISO. **NG piso equipamentos.** Disponível em: <http://www.ngpiso.com.br/equipamento.html>. Acesso em: 11 jun. 2019.

NTC BRASIL. **NTC Fibra: Macrofibra.** Disponível em: <https://www.ntcbrasil.com.br/wp-content/uploads/fibra-de-polipropileno-para-concreto-macrofibra-folder.pdf>. Acesso em: 09 jun. 2019.

Oliveira, J.H. **O solo do subleito e sua importância para pavimentos industriais.** ANAPRE, 2009. Disponível em: http://www.anapre.org.br/artigo_2.pdf. Acesso em: 15 mai. 2019.

OLIVEIRA, P. L. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto**. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PFEIL, W. **Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983.

PINHEIRO, B. A. O. **Pisos industriais de concreto reforçados com fibras de aço: estado da arte**. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2009.

PINTO, C. S.: **Curso Básico de Mecânica de Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

PITTA, M.C.: **Dimensionamento dos pavimentos rodoviários de concreto**. Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, 1998.

PLANOS PISOS. **Revestimentos – RAD**. Disponível em: <https://www.planospisos.com.br/revestimento-de-auto-desempenho>. Acesso em 28 mai. 2019.

RESEARCH GATE. **Correlations between Compressive, Flexural, and Tensile Behavior of Self-Consolidating Fiber Reinforced Concrete - Scientific Figure on ResearchGate**. Disponível em: https://www.researchgate.net/figure/Schematic-description-the-behavior-of-plain-concrete-and-FRC-under-compression_fig11_299560410. Acesso 01 Jun. 2019.

RODRIGUES, P.P.F.; BOTACINI S.M.; GASPARETTO, W.E.: **Manual Gerdau de Pisos Industriais**. São Paulo: Ed. PINI, 2006.

RODRIGUES, P.P.F.; FARIA, B.M.; SILVA, J.B.R.: **Pavimentos Industriais de Concreto Armado - Novos Critérios para Pavimentos Industriais de Concreto Armado**. São Paulo: IBTS, 2015.

RODRIGUES, P. P. F. **Manual de pisos industriais: Fibras de aço e Protendido**. São Paulo: Ed. PINI, 2010.

RODRIGUES, P. P. F. **Pavimentos Industriais de Concreto Armado – Projeto e critérios executivos**. São Paulo: IBTS, 2006.

RODRIGUES, P.P.F.; PITTA, M.C.: Pavimento de concreto. **Revista Ibracon nº19**, São Paulo, 1997.

RONCETTI, L.; DE LUCA, L.C.S. Estudo Comparativo dos Métodos de Dimensionamento de Reforço à Flexão com Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono Aplicados em Infraestruturas de Concreto. In: XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, 19 a 21 de setembro de 2012, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural, 2012.

SANTOS, M.B. **Utilização de concreto protendido em pavimentos portuários**. Dissertação (mestrado) – Programa de pós-graduação em Engenharia oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2015.

SCHIMID, M. T. **Lajes planas protendidas**. Rudloff Industrial Ltda., 3ª ed. 2009. Disponível em: http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacao1_lajes_planas_protendidas.pdf. Acesso em: 29 mai. 2019.

SENEFONTE, K. B. **Diretrizes de projeto, execução e controle de pisos industriais de concreto protendido**. Dissertação (MBA) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. **Downloads**. Disponível em: http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_653. Acesso em 01 jul. 2019.

SOLUÇÕES INDUSTRIAIS. **Fibra de aço**. Disponível em: <https://www.solucoesindustriais.com.br/empresa/construcao/matcon-produtos-para-construcao/produtos/construcao/fibra-de-aco-preco> . Acesso em: 01 jun. 2019.

SOLUÇÕES INDUSTRIAIS. **Empilhadeiras de grande porte.** Disponível em: <https://www.solucoesindustriais.com.br/lista/empilhadeira-de-grande-porte>. Acesso em: 11 jun. 2019.

TÉCHNE. **Piso industrial de alta resistência de concreto armado com tela dupla.** Téchne, 2012. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/187/piso-industrial-de-alta-resistencia-de-concreto-armado-com-tela-286955-1.aspx>. Acesso em: 23 mai. 2019

TÉCHNE. **Piso de concreto protendido.** Téchne 2007. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/121/artigo286398-7.aspx>. Acesso em 11 jun. 2019.

ZANETTI TERRAPLENAGEM. **Pisos Industriais, Tratamento Solo-Cimento.** Disponível em: <https://zanettiterraplenagem.com.br/artigo/pisos-industriais-tratamento-solo-cimento>. Acesso em: 25 mai. 2019.

Anexos e Apêndices:

Anexo A: Ábacos do DNIT para determinação do incremento de K

Apêndice B: Cálculo dos momentos das cargas para o dimensionamento via CRFA

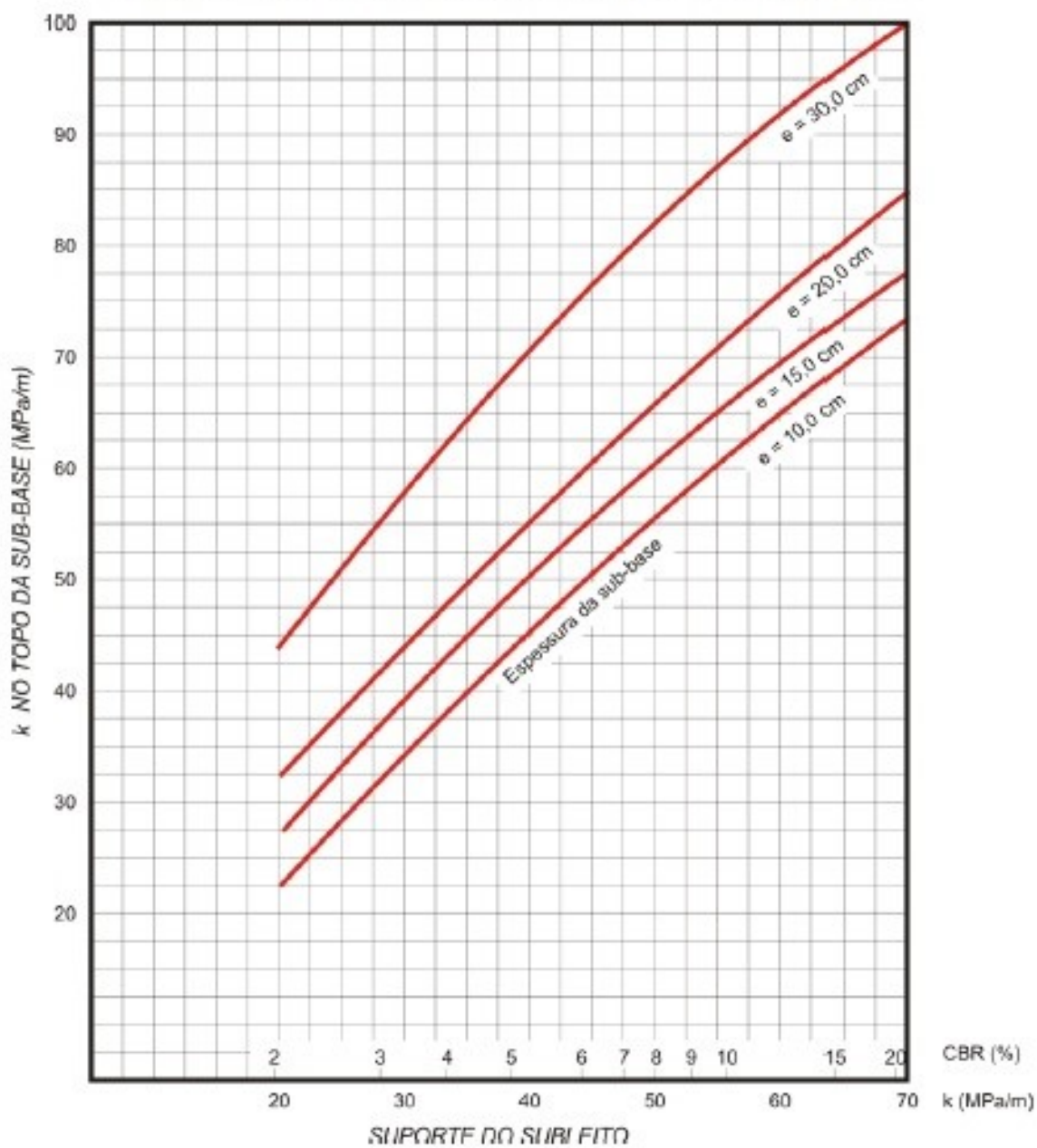
Apêndice C: Cálculo dos momentos resistentes de fissuração via concreto protendido

Apêndice D: Cálculo dos momentos via concreto protendido

Anexo A - Ábacos do DNIT para determinação do incremento de K

A1- Incremento de k devido à presença de sub-base granular

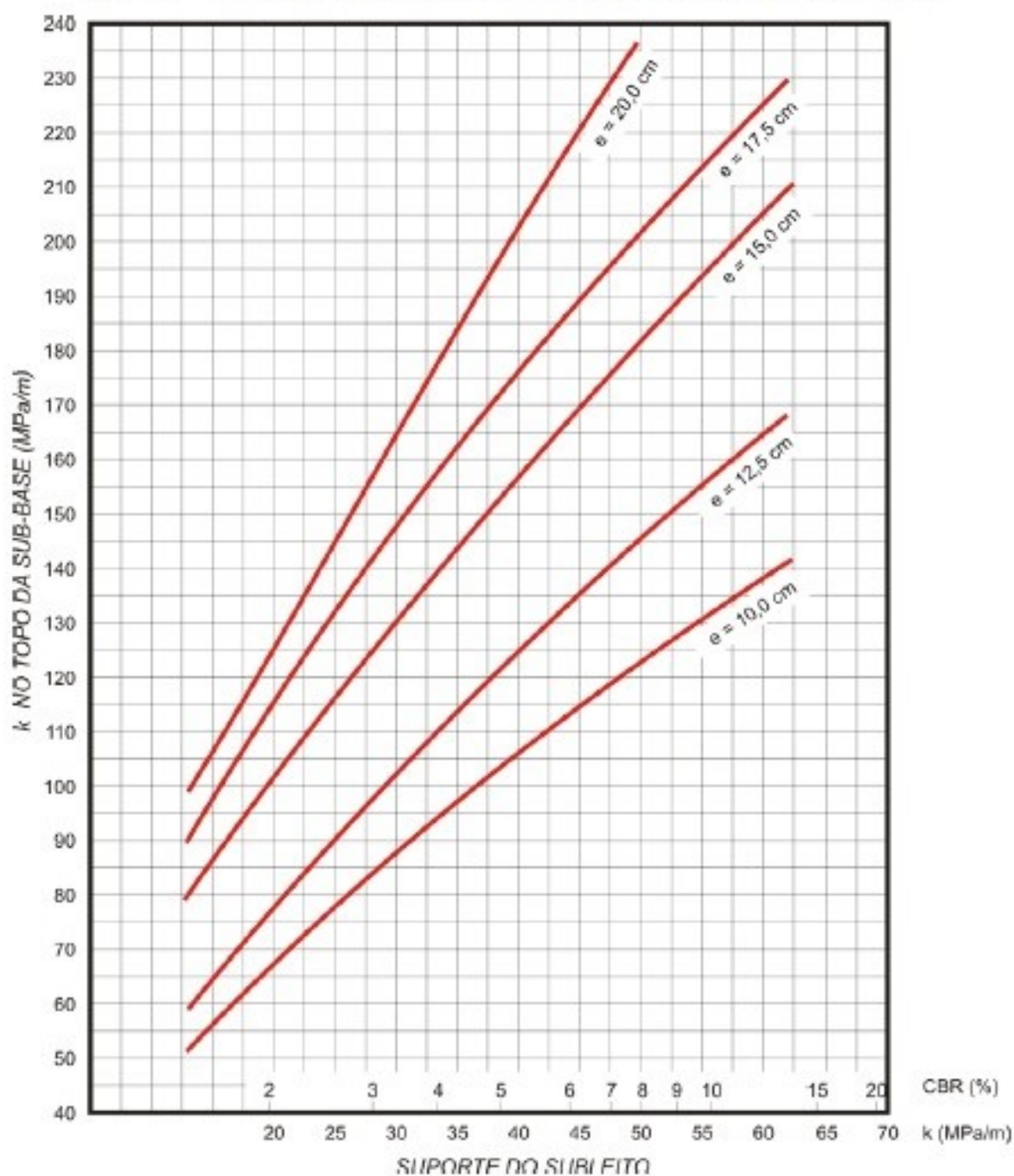
Figura 18 – Aumento de k devido à presença de sub-base granular



Fonte: DNIT (2005)

A2 – Incremento de K devido à sub-base de solo-cimento (SC)

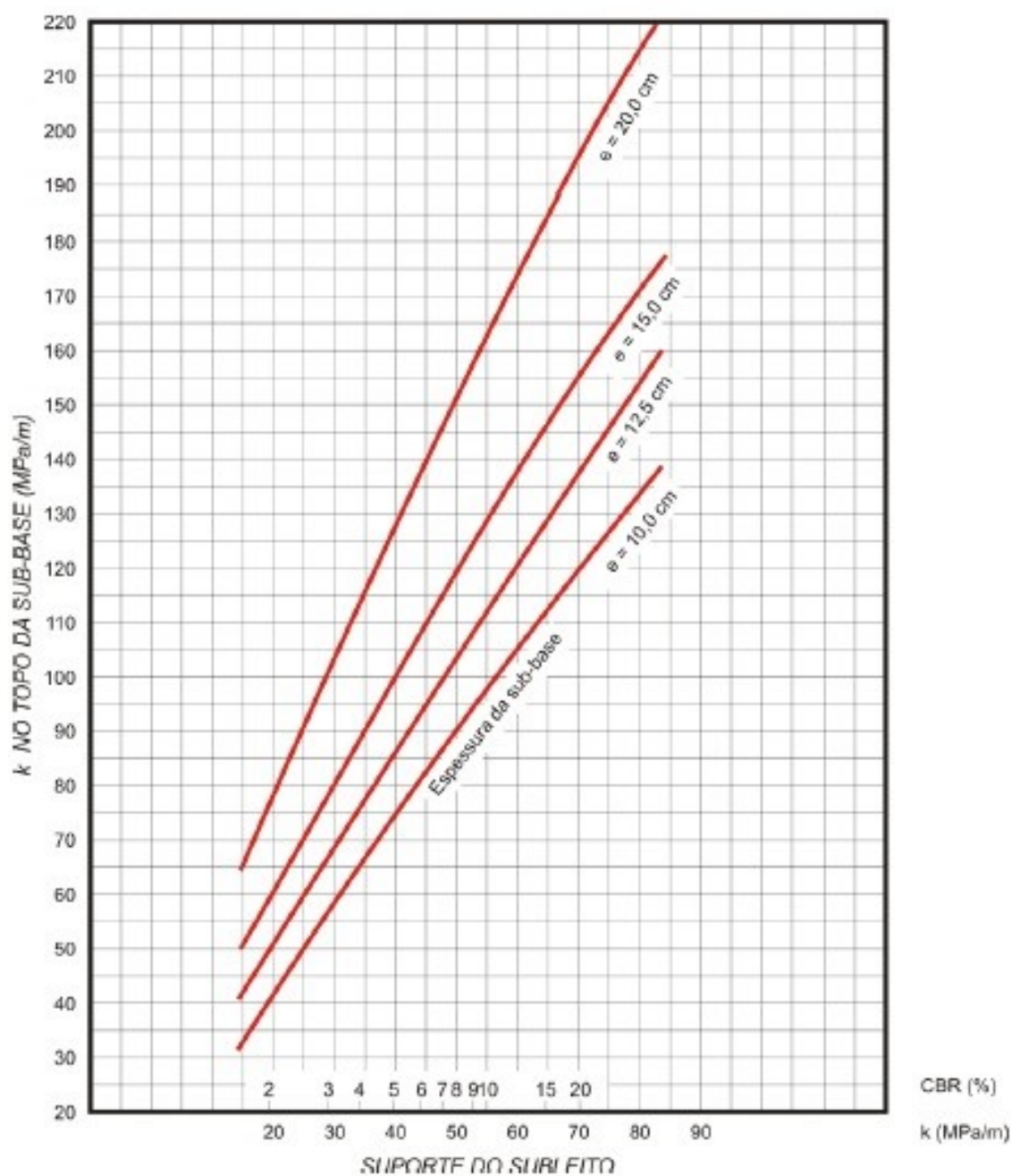
Figura 20 – Aumento de k devido à presença de sub-base de solo-cimento



Fonte: DNIT (2005)

A3 – Incremento de K devido à sub-base de brita graduada com cimento (BGTC)

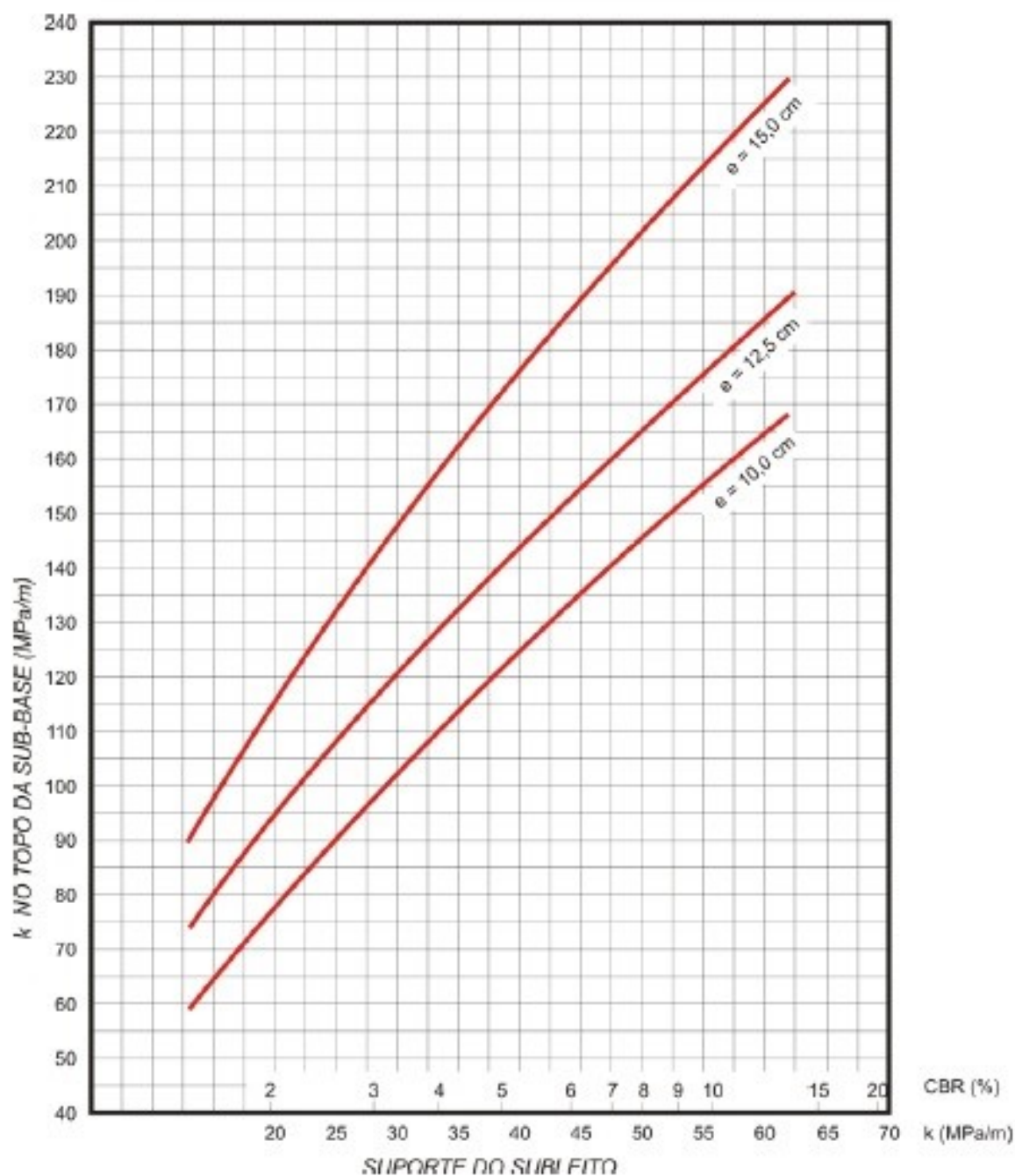
Figura 19 – Aumento de k devido à presença de sub-base de brita tratada com cimento



Fonte: DNIT (2005)

A4 – Incremento de K devido à sub-base de concreto compactado com rolo (CCR)

Figura 21 – Aumento de k devido à presença de sub-base de concreto rolado



Fonte: DNIT (2005)

Apêndice B: Cálculo dos momentos das cargas para o dimensionamento via CRFA

Parâmetros para o cálculo			
Símbolo	Propriedade	Valor	Unidade
h	Espessura da laje	0,15	m
a	Raio de contato empilhadeira	0,14	m
a'	Raio de contato porta-paletes	0,08	m
k	Coefficiente de recalque	60	MPa/m
Ecs	Módulo de elasticidade secante	32640,84	MPa
Ecm	Módulo de elasticidade médio	35000,00	MPa
(ν)	Coefficiente de Poisson	0,20	adm
Δt	variação da temp. ao longo da espessura	0,50	°C/cm
α	dilatação térmica	0,000010	°C-1
l	Raio de rigidez	0,64	m
N	Coefficiente para Rc	2,00	-
Rc	Raio de influência da maior carga	1,29	m
c	Carga distribuída admissível	104,81	KN/m ²
λ	Fator do momento da carga distribuída	0,00625	mm-1

Momentos devido às cargas e ao gradiente térmico				
Símbolo	Propriedade	Carga (KN ou KN/m ²)	Mk (KN.m/m)	Md (KN.m/m)
S1	Carga distribuída atuante	50,00	0,22	0,26
S2	Empilhadeira no interior	62,25	7,16	11,45
S3	Empilhadeira na borda	62,25	10,63	17,00
S4	Montante interior	40,00	5,28	6,33
S5	Montante na borda	40,00	8,19	9,83
S6	Montante no canto	40,00	13,10	15,72
S7	2 Apoios meio da placa	40,00	9,73	11,68
S8	4 Apoios meio da placa	40,00	11,67	14,00
MΔT	Gradiente térmico	-	5,74	4,13

Apêndice C: Apêndice C: Cálculo dos momentos resistentes de fissuração via concreto protendido

Momento de fissuração A - meio da placa					
Fator	Valor	Unidade	Fator	Valor	Unidade
$f_{ct,f}$	3,37	MPa	A_c	0,15	m ²
P_∞	246,10	KN	e_p	0,03865	m
W_1	0,00375	m ³	M_r	28,30371	KN.m

Momento de fissuração B - meio da placa					
Fator	Valor	Unidade	Fator	Valor	Unidade
$f_{ct,f}$	3,37	Pa	A_c	0,15	m ²
P_∞	189,85	KN	e_p	0,03865	m
W_1	0,00375	m ³	M_r	24,7234	KN.m

Momento de fissuração A - ponto de repouso					
Fator	Valor	Unidade	Fator	Valor	Unidade
$f_{ct,f}$	3,37	Pa	A_c	0,15	m ²
P_∞	262,02	KN	e_p	0,03865	m
W_1	0,00375	m ³	M_r	29,31686	KN.m

Momento de fissuração B - ponto de repouso					
Fator	Valor	Unidade	Fator	Valor	Unidade
$f_{ct,f}$	3,37	Pa	A_c	0,15	m ²
P_∞	232,57	KN	e_p	0,03865	m
W_1	0,00375	m ³	M_r	27,44213	KN.m

Apêndice D: Cálculo dos momentos via concreto protendido

Parâmetros para o cálculo			
Símbolo	Propriedade	Valor	Unidade
h	Espessura da laje	0,15	m
a	Raio de contato empilhadeira	0,14	m
a'	Raio de contato porta paletes	0,08	m
K	Coefficiente de recalque	60,00	MPa/m
Eci	Módulo de elasticidade inicial $\alpha = 1$	33130,05	MPa
(Ecs)	Módulo de elasticidade secante	29402,92	MPa
(ν)	Coefficiente de Poisson	0,20	adm
Δt	variação da temp. ao longo da espessura	0,50	°C/cm
α	dilatação térmica	0,00	°C-1
l	Raio de rigidez	0,63	m
N	Coefficiente para Rc	2,00	-
Rc	Raio de influência de um ponto	1,27	m
c	Carga distribuída admissível	74,39	KN/m ²
λ	Fator do momento da carga distribuída	0,01	mm-1

Momento devido às cargas e ao gradiente térmico				
Símbolo	Propriedade	Carga (KN ou KN/m ²)	Mk (KN.m/ m)	Md (KN.m/ m)
S1	Carga distribuída	50,00	0,21	0,25
S2	Empilhadeira no interior	62,25	7,13	11,41
S3	Empilhadeira na borda	62,25	10,57	16,91
S4	Montante interior	40,00	5,26	6,31
S5	Montante na borda	40,00	8,16	9,79
S6	Montante no canto	40,00	13,04	15,65
S7	2 Apoios meio da placa	73,69	9,69	11,63
S8	4 Apoios meio da placa	87,47	11,51	13,81
MAT	Gradiente térmico	-	5,17	3,72