



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



**DIMENSIONAMENTO DE LAJE LISA PROTENDIDA COM VERIFICAÇÃO DE
PUNÇÃO**

ANA FLÁVIA LOPES FERNANDES

Uberlândia, MG

Junho, 2018

ANA FLÁVIA LOPES FERNANDES

DIMENSIONAMENTO DE LAJE LISA PROTENDIDA COM VERIFICAÇÃO DE
PUNÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como exigência parcial para
a obtenção do título de Graduação do
Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia

2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por todas as bênçãos e por ter me dado forças para vencer cada obstáculo enfrentado durante a graduação. Aos meus pais agradeço por todo apoio e carinho durante toda minha vida acadêmica, por me incentivar e dar todo suporte nos momentos em que mais precisei.

Agradeço imensamente ao meu orientador, professor Arquimedes, por todo apoio dado não somente no trabalho, mas por estar sempre de prontidão para ajudar quando necessário. Sou ainda mais grata por proporcionar a grande oportunidade de aprendizado do programa CAD/TQS em São Paulo este ano.

Aos meus amigos e companheiros de graduação, agradeço pelo companheirismo, pelas trocas de experiência, conversas e por todo suporte. A amizade de vocês durante essa jornada foi essencial tanto para minha formação acadêmica quanto pessoal.

RESUMO

As soluções em lajes lisas protendidas tem se mostrado cada vez mais competitivas, devido às inúmeras vantagens do sistema como aumento dos vãos e consequente diminuição do uso de pilares, redução de flechas e fissuração, aumento da flexibilidade do projeto arquitetônico e aumento da resistência quanto ao funcionamento. Este trabalho aborda os conceitos do sistema estrutural de lajes lisas protendidas, normatização e recomendações para uma boa solução em projetos, tendo como objetivo geral um estudo de caso para verificar o comportamento de uma laje lisa de concreto protendido em pós-tração, com vão livre de 10 m. São feitas as verificações para o atendimento dos Estados Limites de Serviço bem como do Estado Limite Último, além da verificação da laje quanto ao funcionamento.

ABSTRACT

The solutions in prestressed flat slabs have been shown to be increasingly competitive, due to the innumerable advantages of the system such as increased spans and consequent decreased use of columns, reduction of cracking, the flexibility of the architectural design and increase of resistance to punching. This paper presents the concepts of the structural system of prestressed flat slabs, brazilian standards and recommendations for conception, having as objective to verify the behavior of a flat slab of post-tensioned concrete, with free span of 10 m, checking the Service Limit States, Ultimate Limit State and punching.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.2 Metodologia.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Histórico	5
2.2 Normatização.....	7
3 LAJES PROTENDIDAS	10
3.1 Protensão com monocordoalhas engraxadas	10
3.2 Níveis de protensão	12
3.3 Força de protensão.....	13
3.4 Perdas de protensão	15
3.4.1 Perdas imediatas	15
3.4.2 Perdas progressivas	19
3.5 Verificação dos estados limites	21
3.6 Dimensionamento	22
3.6.1 Dimensionamento à flexão	22
3.6.2 Dimensionamento à punção.....	31
3.7 Recomendações para projeto	35
4 EXEMPLO NUMÉRICO	37
4.1 Projeto proposto.....	37
4.2 Resultados.....	41
4.3 Punção	52
5 CONCLUSÃO.....	56
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma CAD/Lajes Protendidas	4
Figura 2 – Seção transversal monocordoalha engraxada.....	11
Figura 3 – Montagem de laje com monocordoalhas engraxadas	11
Figura 4 – Diagrama de Força de protensão x Tempo para peças pós-tracionadas.....	14
Figura 5 – Perda por atrito em trecho curvo.....	16
Figura 6 – Ilustração das perdas por atrito.	17
Figura 7 – Traçado vertical típico de um cabo de laje lisa	24
Figura 8 – Verificação no estado limite último na flexão no tempo infinito para a seção transversal em cima do apoio	27
Figura 9 – Componente da força de protensão favorável.....	32
Figura 10 – Contorno da superfície crítica C”.....	34
Figura 11 – Ancoragem da armadura de colapso progressivo	35
Figura 12 – Esbeltez recomendada para laje cogumelo	36
Figura 13 – Planta de formas com cotas em cm	37
Figura 14 – Distribuição das faixas de protensão na direção principal	39
Figura 15 - Distribuição das faixas de protensão na direção secundária.....	40
Figura 16 – Regiões de transferência de esforços	40
Figura 17 – Ancoragens ativa e passiva, respectivamente, no programa CAD/TQS.....	41
Figura 18 - Tensões na faixa 1 de protensão para combinação Frequente	42
Figura 19 – Tensões na faixa 1 de protensão para combinação Quase Permanente	43
Figura 20 - Tensões na faixa 1 de protensão no ato da protensão	43
Figura 21 – Faixa de protensão 1 calculada sem efeito da protensão na estrutura.....	44
Figura 22 - Faixa de protensão 1 dimensionada com efeito da protensão na estrutura.....	45
Figura 23 – Trajetória do cabo resultante da Faixa 1	45
Figura 24 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 2.....	46
Figura 25 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 3.....	46
Figura 26 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 4.....	46
Figura 27 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 5.....	47
Figura 28 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 6.....	47
Figura 29 – Força de Protensão na faixa 1	48
Figura 30 – Força de Protensão na faixa 2	48
Figura 31 – Força de Protensão na faixa 3	49

Figura 32 – Força de Protensão na faixa 4	49
Figura 33 – Força de Protensão na faixa 5	50
Figura 34 – Força de Protensão na faixa 6	50
Figura 35 – Deslocamentos na estrutura.....	52
Figura 36 - Faixas de tensão cisalhante verificadas no TQS.....	53
Figura 37 – Falta de armadura de combate ao colapso progressivo pilar P2	53
Figura 38 – Armadura de punção sugerida pelo TQS	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental da NBR 6118	7
Tabela 2 – Classe de agressividade e qualidade do concreto	8
Tabela 3 – Classe de agressividade e cobrimento nominal	8
Tabela 4 – Classe de agressividade e exigências quanto à fissuração e combinações	9
Tabela 5 – Constante de retração do concreto de acordo com a idade (em dias)	21
Tabela 6 – Verificações do Estado Limite de Formação de fissuras para Combinação Frequente de ações.....	26
Tabela 7 - Verificações do Estado Limite de Descompressão para Combinação de ações Quase Permanente	26
Tabela 8 – Limites para deslocamentos.....	31
Tabela 9 – Fissuras na Laje	51
Tabela 10 – Armadura existente e necessária nos pilares que faltam ACCP.....	54
Tabela 11 – Armadura sobre os pilares após modificação	54

1 INTRODUÇÃO

A demanda pela otimização dos processos construtivos, por aspectos estéticos, econômicos e a necessidade de estruturas com grandes vãos possibilitou o desenvolvimento de lajes sem a utilização de vigas. Estas estruturas, denominadas de lajes lisas ou lajes cogumelo, podem ser executadas tanto em concreto armado quanto em protendido.

A utilização de lajes lisas traz vantagens em relação aos aspectos estéticos uma vez que torna os ambientes versáteis, em que divisórias e paredes podem ser suprimidas ou acrescentadas sem o aparecimento de vigas. A inexistência das vigas permite a utilização de maneira geral dos pés-direitos, garantindo um fluxo constante do ar, melhorando os aspectos de ventilação da edificação. Porém essas estruturas, quando executadas em concreto armado, são limitadas a vãos pequenos devido às limitações do desempenho do mesmo, pelo uso desta tecnologia em grandes vãos exigir maior espessura de laje ou até mesmo o uso de capitéis comprometendo as vantagens supracitadas.

Os avanços tecnológicos na área da Engenharia Civil vêm propiciando o surgimento de edificações com estruturas cada vez mais eficientes. Com o surgimento da protensão em estruturas de concreto, foi possível obter melhor aproveitamento tanto do concreto quanto do aço, diminuindo as seções transversais da estrutura, garantindo maior esbeltez à peça.

A primeira patente de protensão com cordoalhas engraxadas surgiu na década de 1960, representando um avanço para as soluções de projetos estruturais, com a redução na espessura dos pavimentos, resultando em estruturas mais leves; rapidez na execução e por vezes reduções no custo final da obra.

Segundo Pfeil (1980), a protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga.

Segundo Emerick (2005), a utilização do sistema de protensão em lajes apresenta algumas vantagens em relação ao sistema convencional em concreto armado:

- Maior liberdade arquitetônica devido à possibilidade de vencer grandes vãos ou vãos fortemente carregados mantendo uma grande esbeltez na laje;
- Maior área útil do pavimento devido a menor quantidade de pilares;
- Economia em relação às estruturas em concreto armado para vão superiores a 7,0 m;
- Redução nas espessuras das lajes acarretando uma significativa diminuição na altura total do prédio e, conseqüentemente, um menor peso total da estrutura, minimizando os custos nas fundações;
- Maior velocidade na desforma e retirada de escoramentos;
- Redução e até eliminação de flechas e fissuração nas lajes
- Maior resistência ao puncionamento, em lajes lisas ou cogumelo, obtida pela colocação adequada dos cabos de protensão nas regiões próximas aos pilares.

A punção ocorre em lajes nas proximidades dos pilares na ausência de vigas. O efeito de punção consiste em grandes tensões de cisalhamento, nas regiões de encontro do pilar com a laje, devidas às ações de momentos fletores e reações verticais de apoio, podendo afetar a integridade das estruturas.

A capacidade resistente da laje lisa quanto ao puncionamento pode ser melhorada com o uso de engrossamento da laje na região do pilar ou ainda com o uso de vigas faixa protendidas (EMERICK, 2005). Mesmo com a probabilidade de redução da tensão tangencial devido ao efeito de protensão, é de suma importância a verificação de lajes quanto ao puncionamento.

1.1 Objetivos

Este projeto tem como objetivo geral um estudo de caso para verificar o comportamento de uma laje lisa de concreto protendido em pós-tração, com vão livre de 10 m. Deve-se garantir o atendimento aos Estados Limites de Serviço bem como ao Estado Limite Último, além da verificação da laje quanto ao puncionamento. Como instrumento de apoio, serão utilizadas tanto as orientações da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 quanto de normas internacionais.

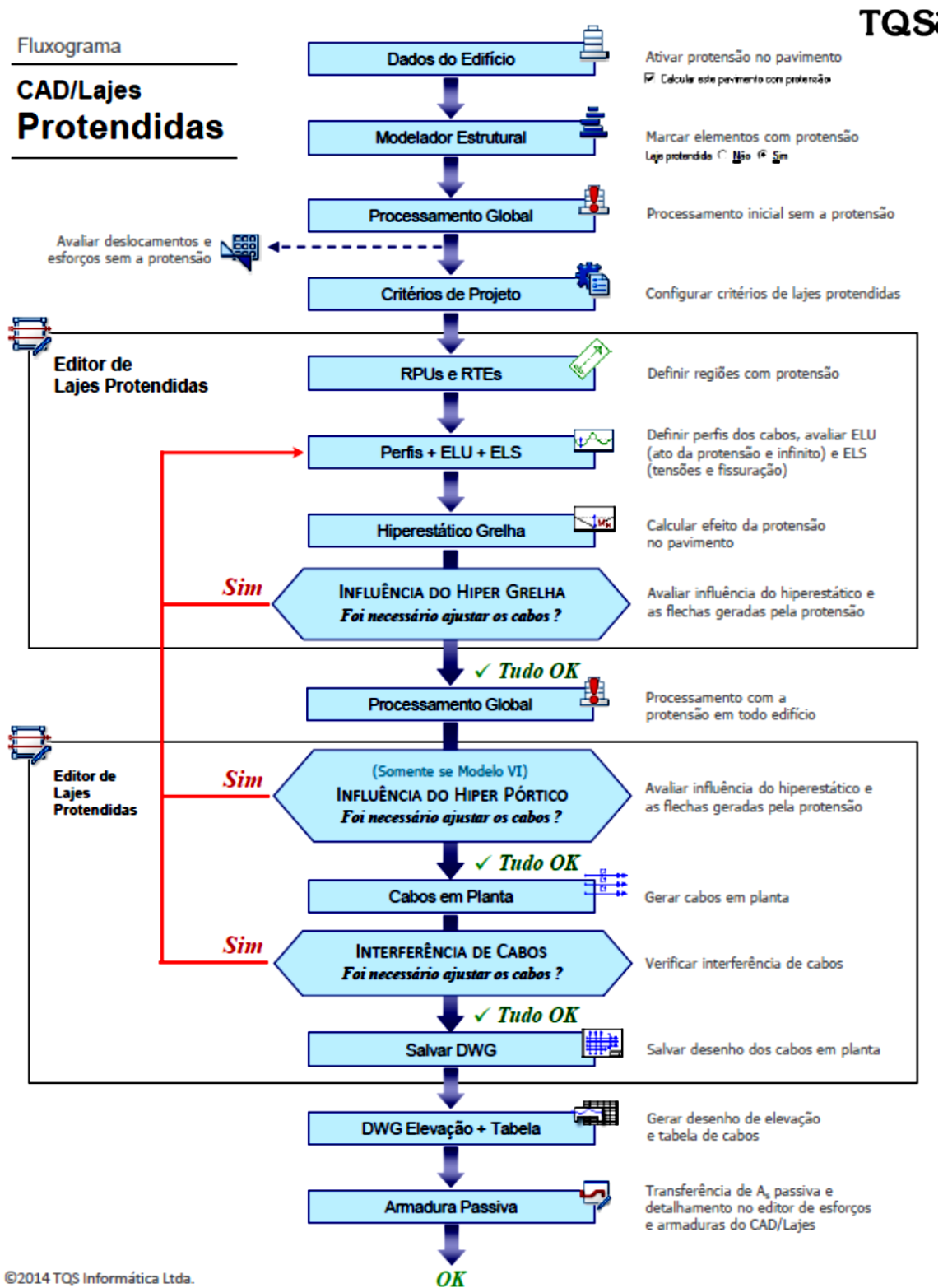
1.2 Metodologia

Para os cálculos de dimensionamento da laje protendida foi utilizado o programa computacional CAD/TQS. Desenvolvido pela empresa brasileira TQS Informática Ltda. sendo um programa computacional destinado a elaboração de projetos estruturais, podendo ser em concreto armado, protendido ou alvenaria estrutural, é uma ferramenta onde o engenheiro pode desenvolver o projeto estrutural com segurança, qualidade e produtividade de tal forma que sua atuação seja competitiva no mercado de projetos (TQS, 2018). O programa constitui um conjunto de ferramentas para o cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas.

O CAD/TQS é constituído de subsistemas que são parte semi-independentes de entrada, processamento e saída de dados. O gerenciador, o editor de aplicações gráficas, o CAD/Formas, o Grelha-TQS, o Pórtico-TQS, o CAD/Lajes, o CAD/Lajes Protendidas, o CAD/Vigas, o CAD/Pilares, o CAD/Fundações, o Escadas-TQS, o CAD/Alvest (para dimensionamento e detalhamento de alvenaria estrutural), o CAD AGC-DP (para edição de armaduras), o TQS-PREO (para dimensionamento de elementos pré-moldados) e o SISES (para análise de interação solo estrutura) constituem tais subsistemas.

O subsistema CAD/Lajes Protendidas é o responsável pelo lançamento e dimensionamento de lajes protendidas em edifícios no programa TQS. Através dele é possível o dimensionamento nos Estados Limites Último e de Serviço, com a definição das faixas de protensão, determinação da quantidade de cabos, traçado do perfil, verificação de tensões ao longo das faixas. A Figura 1 apresenta o fluxograma de funcionamento do subsistema CAD/Lajes Protendidas.

Figura 1 – Fluxograma CAD/Lajes Protendidas



Fonte: TQS, 2018.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico

Um breve histórico, extraído de Almeida Filho (2002), traz algumas datas marcantes no desenvolvimento da protensão a nível global. O primeiro registro de patente relacionado a protensão é do ano de 1872, em que um engenheiro estadunidense chamado P. H. Jackson patenteou um sistema no qual era utilizado um tirante de união para a construção de vigas ou arcos com blocos individuais. A primeira patente de protensão em lajes data de 1888, quando o engenheiro alemão C. W. Doebling registrou o sistema de protensão com fios metálicos em lajes de edifícios. Estes casos, apesar de pioneiros, não obtiveram sucesso, uma vez que não tinham conhecimento e as forças de protensão eram praticamente eliminadas pelas perdas progressivas.

Com os primeiros estudos em concreto protendido acerca da influência da resistência do concreto para a fissuração e deformação lenta por R. E. Drilling of Alexandria, foi proposto pela primeira vez um sistema de protensão não aderente de tirantes. R. E. Drilling of Alexandria alegava que a falta de aderência compensaria as perdas de tensão progressivas devido à diminuição do comprimento do elemento por causa da fissuração e deformação lenta.

Um dos principais responsáveis pelo desenvolvimento dos sistemas protendidos foi Eugène Freyssinet, autor de métodos para se estimar perdas de protensão de estruturas protendidas com o uso de aços de alta resistência e ductilidade entre os anos de 1926 e 1928. Em 1940, Freyssinet desenvolveu um sistema de ancoragem de 12 cabos em cunha cônica.

O engenheiro F. Dischinger foi responsável pelo desenvolvimento da tecnologia de protensão externa sem aderência, em 1934, e também pela construção da primeira ponte com a utilização da protensão não aderente em 1936.

No Brasil, a primeira obra utilizando a protensão não aderente foi a Ponte do Galeão, feita em 1949, foi também considerada a maior ponte construída em concreto protendido da época, com 380 m de comprimento. Com a orientação do francês Eugène Freyssinet, foi uma das primeiras obras a utilizar os sistemas de patente Freyssinet no mundo. Apesar da obra ser em concreto

protendido não aderente, foi injetado nata de cimento nas bainhas metálicas com a finalidade de proteger melhor as cordoalhas contra corrosão.

Assim, com o desenvolvimento de novos equipamentos e sistemas de ancoragem, o concreto protendido passou a ser utilizado com maior frequência em obras ao redor do mundo.

Na década de 1960, com as contribuições do alemão F. Leonhardt, do russo V. Mikhailov, e do estadunidense T.Y. Lin, houve o maior desenvolvimento na utilização de lajes protendidas. Eles foram responsáveis por realizar melhorias e simplificações nos processos construtivos de protensão, simplificações nos cálculos dos elementos com o método do balanceamento de cargas e a utilização de materiais mais eficientes.

A primeira utilização da protensão não aderente em lajes foi no período de 1956-1957 em construção de escolas em Nevada, E.U.A. As lajes protendidas com cordoalhas não aderentes empregadas no país desde então foram inicialmente feitos com cabos engraxados e envoltos em papel. O desenvolvimento da tecnologia de proteção com utilização de plásticos (tubos de polietileno ou polipropileno) veio alguns anos depois, com utilização de uma proteção secundária com graxas especiais, constituindo assim as cordoalhas engraxadas e plastificadas.

Os principais colaboradores no Brasil do desenvolvimento de estruturas em concreto protendido foram José E. Rufloff Manns e José Carlos de Figueiredo Ferraz, que desenvolveram o sistema de protensão utilizados em edificações conhecidas como o Museu de Arte de São Paulo – MASP, a ponte da Cidade Universitária e o Viaduto da Beneficência Portuguesa, no período entre 1953 e 1973.

No entanto, a utilização de cordoalhas engraxadas só se tornou viável com a inserção da tecnologia para fabricação das mesmas no país a partir de 1997, pela então Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira em Belo Horizonte, atualmente sob controle da Arcelor Mittal.

Desde então, a tecnologia é amplamente utilizada na cidade de São Paulo, na região Nordeste e no estado de Espírito Santo, porém sem ampla divulgação nas demais regiões. Sua maior utilização é em lajes lisas, pois possibilita o controle adequado de flechas e fissuração da estrutura, agregando qualidade à estrutura.

2.2 Normatização

A primeira norma brasileira a tratar de estruturas protendidas foi a NB-116, sendo substituída posteriormente pela NBR 7197:1989. Em 2003 as normas de concreto armado e protendido foram unificadas, tendo origem a NBR 6118:2003. Atualmente esta norma já passou por uma nova revisão e a norma ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento é a norma vigente a respeito de estruturas de concreto armado e protendido no país.

Nas últimas duas revisões da norma brasileira, ficou evidente a maior preocupação com a durabilidade das estruturas, visto a necessidade de classificação das estruturas de acordo com o meio em que está inserido (Tabela 1). Essa classificação, em Classes de Agressividade Ambiental (CAA), determina os principais parâmetros do projeto de forma a apresentar melhor desempenho.

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental da NBR 6118

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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: NBR 6118 (2014)

Uma vez com a Classe de Agressividade Ambiental corretamente definida, é possível obter a qualidade adequada do concreto de acordo com a tecnologia aplicada (estrutura em concreto armado ou protendido) bem como a relação água/cimento adequada, conforme Tabela 2.

Tabela 2 – Classe de agressividade e qualidade do concreto

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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)

Ainda com a classe de agressividade ambiental, a norma ABNT NBR 6118 aponta qual comprimento nominal deve apresentar a armadura de acordo com a tecnologia aplicada, de forma a evitar a corrosão (Tabela 3).

Tabela 3 – Classe de agressividade e cobrimento nominal

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

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: NBR 6118 (2014)

Por fim, determina-se com a Classe de Agressividade Ambiental as exigências quanto a durabilidade da estrutura, relacionadas à abertura de fissuras, e com a especificação de qual combinação deverá ser utilizada para o cálculo da fissuração (Tabela 4).

Tabela 4 – Classe de agressividade e exigências quanto à fissuração e combinações

Tabela 13.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

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

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

NOTAS

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

Partindo destes parâmetros é possível iniciar o dimensionamento de uma estrutura protendida, atentando-se com a sua utilização e o meio que estará inserido. Desta forma é possível definir os parâmetros adequados para um bom dimensionamento.

Após definido as condições em que a estrutura estará submetida, o projetista deve optar pelo tipo de pós tração empregado na estrutura, podendo definir entre protensão aderente e não aderente.

3 LAJES PROTENDIDAS

3.1 Protensão com monocordoalhas engraxadas

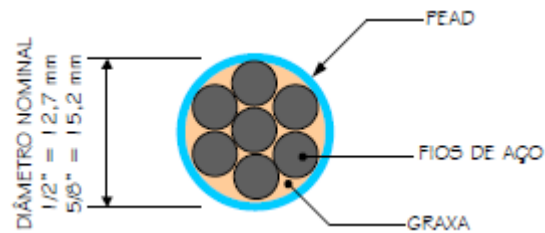
A protensão com aderência oferece vantagens basicamente relacionadas ao seu comportamento estrutural, como: melhor resposta à distribuição das fissuras (mais numerosas e com menor abertura), maior resistência última à flexão das peças e maior segurança da estrutura na parte e no todo, diante de situações extremas como incêndio, explosões e sismos, pois mesmo que haja uma ruptura localizada do cabo ou perda da ancoragem, a aderência mantém a peça sob tensão ao longo de seu comprimento.

Em contrapartida, as vantagens da protensão sem aderência, que são em grande parte construtivas e econômicas, são: maior facilidade e rapidez na execução, maior excentricidade alcançada pelos cabos (importante em lajes esbeltas), proteção contra corrosão com a graxa protetora e bainha plástica individual, menor perda por atrito, ausência da operação de injeção de cimento e maior economia.

Considerando esses fatores, o sistema escolhido para este projeto foi de protensão não aderente. Sendo assim, é necessário apresentar maiores detalhes para conhecimento do sistema escolhido para o trabalho.

O sistema de protensão com a utilização de monocordoalhas engraxadas é do tipo não aderente, ou seja, as cordoalhas plastificadas individualmente são envoltas em uma graxa especial que evita a corrosão do aço, além de diminuir o atrito entre o mesmo e o envoltório plástico (Figura 2). Assim, uma camada de graxa e uma camada plástica separam o cabo metálico da peça de concreto, diminuindo a aderência entre os mesmos.

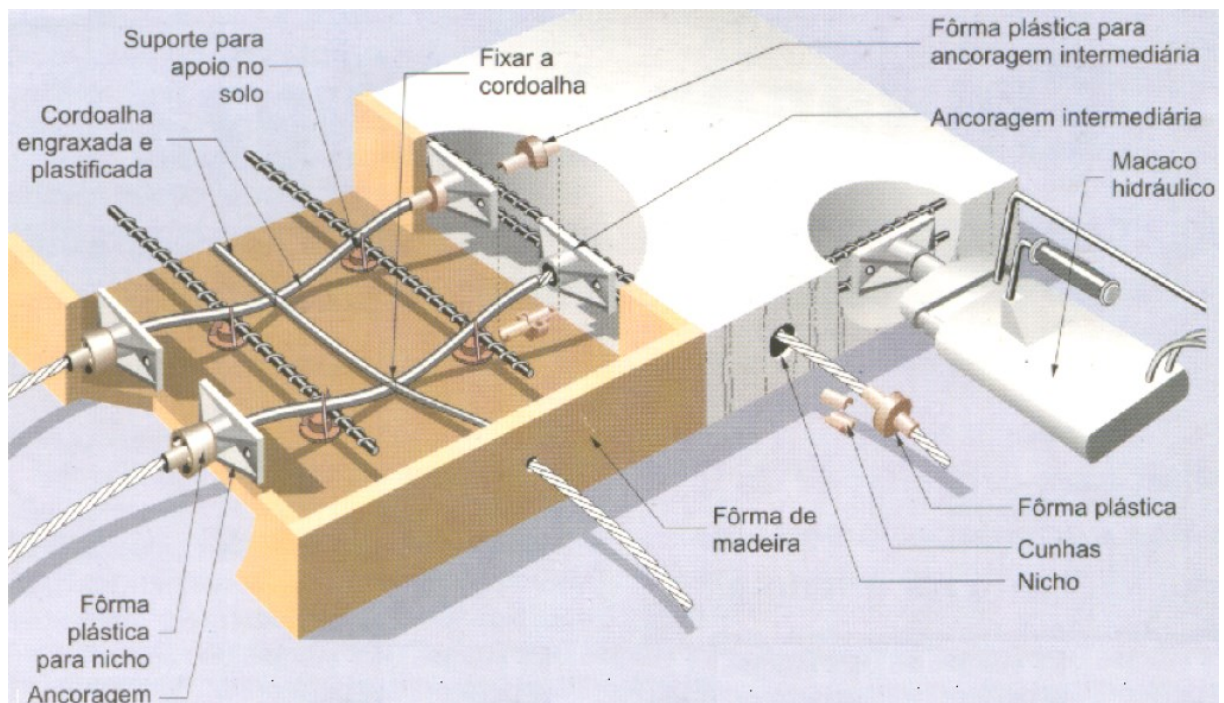
Figura 2 – Seção transversal monocordoalha engraxada



Fonte: Emerick (2005).

Como a cordoalha possui baixíssima aderência com o concreto, a transferência de tensões se dá principalmente na ancoragem dos fios nas extremidades dos cabos. Assim, para que ocorra a transferência de tensões é necessário garantir a boa execução da ancoragem e integridade dos fios ao longo de sua vida útil, para minimizar a possibilidade de perda da protensão. A Figura 3 apresenta um esquema típico de montagem de uma laje lisa com monocordoalhas engraxadas.

Figura 3 – Montagem de laje com monocordoalhas engraxadas



Fonte: EMERICK (2005).

A laje pós tracionada possui dois tipos de fixação dos cabos, a ancoragem ativa e passiva. Na ancoragem ativa ocorre a ação de protensão dos cabos, em que há o alongamento dos fios,

diferente da ancoragem passiva, que é fixa. Geralmente são aplicadas uma ancoragem passiva e uma ativa nas estruturas protendidas, porém para cabos longos (comprimentos maiores que 40 metros) pode-se utilizar ancoragem ativa nas duas extremidades, de forma a reduzir as perdas por atrito ao longo do cabo (EMERICK, 2005).

A protensão é realizada por um cilindro (“macaco”) hidráulico apoiado borda da laje, na extremidade da ancoragem ativa. Ele promove o estiramento das cordoalhas até atingirem a força de protensão e o alongamento previstos em projeto. É importante a verificação não somente da força de protensão, mas também do alongamento do cabo, evitando problemas com rompimento das cordoalhas ou aplicação de força de protensão inferior à de projeto, caso o equipamento utilizado não esteja devidamente calibrado. Antes de retirar o macaco, faz-se o encunhamento (cravar cunhas de fixação) das cordoalhas, fixando-as nas ancoragens.

3.2 Níveis de protensão

Os tipos de protensão disponíveis para dimensionamento de uma estrutura são: completa, limitada e parcial. Essa classificação ocorre de acordo com os níveis de intensidade da força de protensão que, por sua vez, são em função da proporção de armadura ativa usada em relação à passiva. A determinação do tipo de protensão de determinada estrutura em concreto protendido é feita de acordo com a Tabela 4 (Tabela 13.4 da NBR 6118), já mencionada na seção N. O principal objetivo dessa classificação é a divisão das estruturas quanto ao controle da fissuração.

A protensão completa ocorre em estruturas com armadura ativa pré-tracionada submetidas à classe de agressividade III ou IV, quando se verificam as seguintes condições:

- É respeitado o limite de descompressão, ou seja, não é admitida tração no concreto, para as combinações frequentes de ações;
- É respeitado o limite de formação de fissuras para as combinações raras de ações.

A protensão limitada, recorrente em estruturas com armadura ativa pré-tracionada submetidas à classe de agressividade ambiental II e com armadura ativa pós-tracionada submetida à CAA III ou IV, quando são verificados:

- Limite de descompressão para as combinações quase permanente de ações;

- Limite de formação de fissuras com a atuação de carga permanente na estrutura, para as combinações frequentes de ações.

Por fim, o nível de menor intensidade de protensão, a protensão parcial é previsto para estruturas com armadura ativa pré-tracionada com CAA I ou armadura ativa pós-tracionada submetida à classe I ou II de agressividade ambiental, quando se verifica o limite de abertura de fissuras de 0,20 mm atuando carga permanente e sobrecargas, para combinações frequentes de ações.

Segundo Pereira *et. al* (2005) , a protensão parcial possui a limitação de formação de fissuras pois admite tensões elevadas de tração em serviço, e assim consome menos aço de protensão, exigindo mais armadura passiva complementar. A protensão limitada é semelhante em partes, uma vez que também admite tensões moderadas de tração em serviço, o que exige armadura passiva da mesma forma, para controle adicional no dimensionamento à ruptura e no controle da fissuração. Já a protensão completa recomenda-se ser utilizada apenas em casos de obras em meios muito agressivos ou situações de fissuração exagerada. Recomenda-se isto devido apenas às restrições econômicas, considerando o fato de o aço de protensão ser mais caro que o aço convencional e de não haver restrições técnicas quanto ao uso da protensão completa.

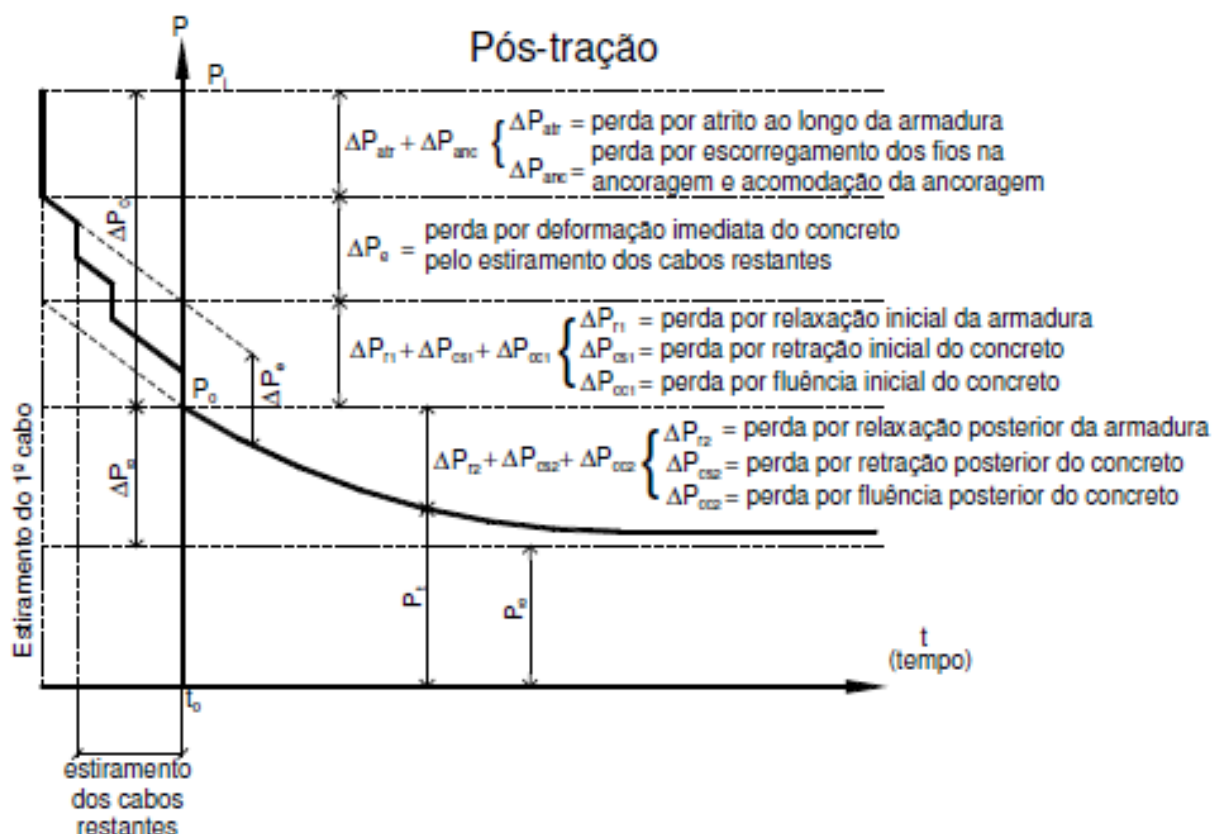
3.3 Força de protensão

Ao se efetuar a protensão da armadura não é possível obter um esforço constante ao longo da mesma devido a vários fatores, como as técnicas de protensão aplicadas. A diminuição de intensidade desta força denomina-se perda de protensão. Considerando que essa força naturalmente possui perdas ao longo da vida útil da estrutura, ela possui, basicamente, três valores. Primeiramente, ela assume o valor da protensão sem o desconto de nenhuma perda, atingindo o seu valor máximo. Segundo, com as perdas imediatas, o valor da força de protensão decai um pouco do seu valor inicial. Por fim, contabilizando as perdas que ocorrem ao longo de sua vida útil, encontra-se o valor final da força de protensão, considerado no tempo infinito, com o desconto das perdas progressivas.

Os valores representativos da força de protensão servem como verificação de esforços solicitantes e nas fases de execução de protensão na obra. A Figura 4 demonstra os valores

representativos da força de protensão em função do tempo, considerando a estrutura em situação de pós-tração.

Figura 4 – Diagrama de Força de protensão x Tempo para peças pós-tracionadas



Fonte: Bastos (2015).

A força de protensão aplicada pelos cilindros hidráulicos, antes da ancoragem dos fios, é chamada de força de protensão inicial (P_i). Esta força corresponde à força máxima de protensão a que serão submetidos os cabos de protensão durante a vida útil da estrutura; a partir do momento em que os cilindros são liberados e o cabo ancorado, a tendência da intensidade da força é diminuir devido às perdas.

Imediatamente após a liberação dos cilindros e ancoragem da armadura, tem-se a “força ancorada” (P_a). Esta é a força inicial P_i com desconto das perdas de protensão causadas pelo escorregamento dos fios e da acomodação das ancoragens, considerando também as perdas causadas pelo atrito ao longo do cabo.

A força de tração que será transferida para o concreto é aquela que considera não somente a perda causada pela ancoragem e o atrito nos cabos, mas também que considera uma perda imediata pela deformação imediata do concreto, da retração e fluência inicial do concreto e relaxação inicial da armadura de protensão. Essa força, considerada a força no tempo inicial (P_0), corresponde ao valor da força de protensão imediatamente antes das perdas progressivas e ocorre no instante posterior à transferência da protensão ao concreto.

A força de protensão P_t irá variar em função do tempo devido às perdas progressivas e tender a um valor final de P_∞ após a sua estabilização. Esta é a força final, após ocorrida todas as perdas possíveis para a estrutura, sendo a força mínima de protensão a que serão submetidos os cabos ao longo de sua vida útil.

3.4 Perdas de protensão

Com a experiência adquirida com a produção de peças protendidas, atualmente é possível conduzir a estimativas muito boas de perdas de protensão. Porém, na ausência de informações experimentais mais confiáveis, convém a utilização de processos aproximados para estimar as perdas de protensão.

Uma precisão de aproximadamente 25% estimativa de perdas de protensão é suficiente para a maioria das aplicações. A resistência última de uma peça de concreto protendido pouco é afetada pela força de protensão inicial. Há que se considerar também que a probabilidade de o carregamento de projeto ocorrer com seu valor total é pequena, além dos coeficientes de segurança embutidos no procedimento de dimensionamento. Esses fatores indicam claramente que uma peça de concreto protendido é capaz de tolerar pequenas variações da força de protensão (VERÍSSIMO, 1998).

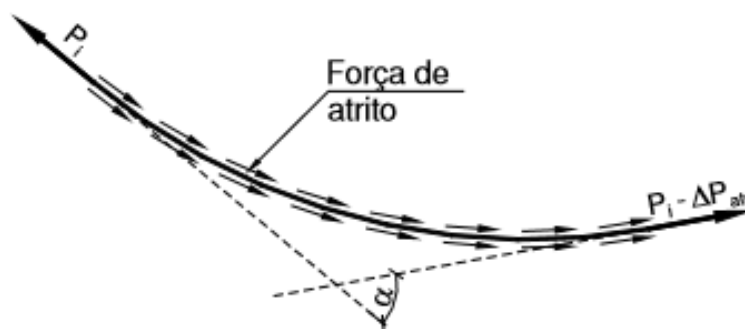
3.4.1 Perdas imediatas

As perdas imediatas são devidas principalmente a forma como se procede a protensão e das propriedades elásticas do aço e do concreto (CARVALHO, 2012). As principais perdas imediatas são: a perda por atrito, deformação da ancoragem e deformação imediata do concreto.

3.4.1.1 Perda por atrito

Segundo Bastos (2015), ao considerar um elemento pós-tracionado com armadura tensionada por um cilindro hidráulico na ancoragem ativa, é sabido que a tensão na armadura, à uma distância x da ancoragem ativa, será inferior que aquela na seção da ancoragem devido a perdas de tensão geradas por atrito entre a armadura e sua bainha, bem como entre os próprios fios ou cordoalhas. A força de atrito exercida no cabo é paralela ao mesmo e de sentido contrário à força de protensão atuante (Figura 5).

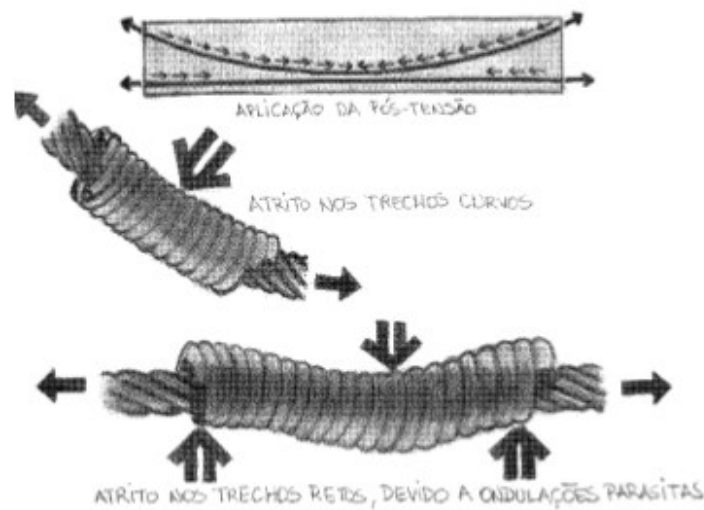
Figura 5 – Perda por atrito em trecho curvo.



Fonte: BASTOS (2015)

A perda por atrito ocorre somente no caso em que a armadura é tracionada após a concretagem da peça. O atrito gerado pelo contato entre o cabo e a bainha acarreta em perdas na força de protensão que devem ser consideradas no cálculo para dimensionamento da peça (HANAI,2005). Ainda segundo Hanai (2005), o atrito é maior para os trechos curvos do cabo, devido às elevadas pressões de contato do desvio da trajetória dos cabos, porém nos trechos teoricamente retos também podem estar sujeitos ao atrito em função de ondulações parasitas. A Figura 6 traz uma representação dos trechos suscetíveis à ação do atrito no cabo.

Figura 6 – Ilustração das perdas por atrito.



Fonte: HANAI (2005)

O cálculo da perda por atrito, segundo a ABNT NBR 6118:2014, é dado pela expressão:

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

Onde:

P_i : força de protensão

μ : coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha

$\sum \alpha$: soma dos angulas de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x .

k : coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo

x : abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem.

Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014, os valores usados para o coeficiente de atrito aparente são:

- $\mu = 0,50$ 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;

3.4.1.2 Perda por acomodação da ancoragem

Outra causa de perda de tensão de protensão é a acomodação das peças de ancoragem, no momento da liberação dos cabos dos cilindros e consequente transferência dos esforços de protensão para a peça de concreto. Os deslocamentos da armadura originam as chamadas perdas nas ancoragens e dependem do dispositivo de ancoragem utilizado. Essas perdas são mais significativas nos sistemas que utilizam cunhas, sendo inclusive usual o termo perda por encunhamento. A cunha sempre penetra na ancoragem quando entra em carga. Em outros sistemas a transferência do esforço se faz sem perda de alongamento do cabo (VERISSIMO, 1998).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, perdas de protensão por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem devem ser determinadas experimentalmente ou adotar valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

3.4.1.3 Perda por encurtamento imediato do concreto

As perdas pelo encurtamento imediato do concreto são bem pequenas, por vezes até desprezada no cálculo. Ela corresponde ao alívio de tensão nos cabos de protensão, causados pela deformação elástica do concreto, no instante que recebe a força de protensão, e consequente encurtamento da armadura de protensão.

Considerando a situação em que o concreto é submetido à pós tração, como os macacos hidráulicos são apoiados na peça no ato da protensão, eles impõem deformações à estrutura a medida que a armadura é tracionada. Assim, quando a protensão é aplicada nos cabos individualmente, a deformação no concreto provocada pela protensão em um cabo provoca perda de protensão nos cabos já protendidos e ancorados, sendo que o primeiro cabo sofre a perda decorrente da protensão dos $n-1$ cabos restantes, até o último cabo que sofre perda zero.

A perda média de protensão na peça é calculada, segundo a ABNT NBR 6118:2014, como:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n - 1)}{2n} \quad (2)$$

Sendo:

σ_{cp} : tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão devido à protensão dos “n” cabos;

σ_{cg} : 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 muito grande de cabos, é possível aproximar a equação para:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})}{2} \quad (3)$$

3.4.2 Perdas progressivas

As perdas progressivas são definidas como aquelas que ocorrem ao longo do tempo, causadas pela retração e fluência do concreto e pela relaxação do aço de protensão. A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 apresenta os processos de cálculo de perdas progressivas avaliando as deformações no aço e no concreto ao longo da vida útil. Neste trabalho, porém foram apresentadas normas estrangeiras para obter um processo de cálculo para estimativa das perdas progressivas, como a norma americana ACI 318:2014.

3.4.2.1 Perda por fluência do concreto

A fluência é um fenômeno que se manifesta ao longo do tempo, sendo um aumento da deformação da peça sob a ação de cargas ou tensões de longa duração. Como a protensão é aplicada logo nas primeiras idades do concreto, os esforços que atuam na estrutura provocam um encurtamento do concreto que se manifestará progressivamente.

De acordo com a norma americana ACI 318:2014, o cálculo da perda por fluência em situação de pós tensão é explicitado na norma ACI 435-R, sendo que a perda por fluência pode ser calculada como:

$$\Delta f_{PCR} = K_{CR} \frac{E_{ps}}{E_c} (\bar{f}_{cs} - f_{csd}) \quad (4)$$

Em que:

K_{CR} : constante de fluência, com valor igual a 1,6 para elementos pós tracionados;

E_{ps} : módulo de elasticidade do aço;

E_c : módulo de elasticidade do concreto;

$\bar{f}_{cs}$: tensão no concreto aplicada no centro de gravidade dos cabos imediatamente após a transferência de tensões;

f_{csd} : tensão no concreto aplicada no centro de gravidade dos cabos devido à atuação do carregamento permanente após aplicação da protensão.

3.4.2.2 Perda por retração do concreto

A perda de protensão por retração consiste na perda de tensão de tração nos cabos protendidos causada pela diminuição do volume do elemento estrutural devido à perda de água ao longo do tempo, gerando encurtamento gradativo do elemento. A perda por retração do concreto pode ser calculada como:

$$\Delta f_{PSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} \cdot E_p \cdot \left(1 - 0,06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) \quad (5)$$

Onde:

K_{sh} : constante de retração;

E_p : módulo de elasticidade do concreto;

$\frac{V}{S}$: relação volume-área;

RH : umidade relativa do ambiente em porcentagem;

Os valores da constante K_{sh} de retração é encontrado de acordo com a idade do concreto no momento da aplicação da protensão, conforme Tabela 5.

Tabela 5 – Constante de retração do concreto de acordo com a idade (em dias)

Time from end of moist curing to application of prestress, days	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0.92	0.85	0.80	0.7	0.73	0.64	0.58	0.45

Fonte: ACI 435-R (2000)

3.4.2.3 Perda por relaxação do aço

A relaxação do aço é o alívio natural sofrido pela armadura de protensão estirada, por manter um comprimento constante por um longo período de tempo, ocasionando em um alívio gradativo da tensão. Uma vez que a taxa de relaxação do cabo é proporcional à tensão atuante no mesmo, a perda por relaxação também será proporcional às demais perdas progressivas, uma vez que a tensão no cabo sofre uma redução gradativa. Assim, o cálculo da perda por relaxação é dado por:

$$\Delta f_{PRE} = [K_{re} - J] \cdot (\Delta f_{PSH} + \Delta f_{PCR} + \Delta f_{PES}) \cdot C \quad (6)$$

Onde:

K_{re} : relaxação básica, para cordoalhas do tipo CP190-RB igual a 5000;

J : fator que leva em conta a redução da tensão do cabo devida às outras perdas, para cordoalhas do tipo CP190-RB é igual a 0,040;

C : constante que leva em consideração a relação entre a resistência de escoamento (f_{py}) e a resistência última (f_{pu}), para cordoalhas com aços de relaxação baixa usa-se 0,75;

Δf_{PSH} : perda de protensão por retração, em MPa;

Δf_{PCR} : perda de protensão por fluência, em MPa;

Δf_{PES} : perda de protensão por encurtamento elástico, em MPa;

3.5 Verificação dos estados limites

As estruturas em concreto protendido são projetadas levando-se em consideração a situação da peça ou da estrutura no ato da protensão. A verificação deste Estado Limite Último é feita no estado em vazio, com atuação apenas do peso próprio da peça. Diferentemente de estruturas de

concreto armado, que são projetadas considerando os estados limites de serviço, em estruturas protendidas a maior preocupação é com a situação da estrutura no momento da protensão, com a atuação da maior intensidade da força de protensão atuando no elemento.

Quanto às verificações em serviço, são definidas de acordo com a Classe de Agressividade Ambiental da estrutura projetada (Tabela 1). As verificações feitas para o Estado Limite de Serviço são: Estado Limite de Abertura de Fissuras, de Formação de Fissuras e de Descompressão. As combinações para cada Estado Limite de Serviço variam entre rara, permanente e quase permanente; a definição de combinação para cada Estado também é definida na Tabela 4.

Nos dois casos, tanto para verificação da peça no Estado Limite Último quanto no Estado Limite de Serviço, os valores das tensões atuantes na peça nas fibras superiores e inferiores devem atender os limites de tensão de tração máxima e compressão máxima, conforme a situação analisada.

3.6 Dimensionamento

3.6.1 Dimensionamento à flexão

O roteiro apresentado a seguir, elaborado por Carvalho (2015), traz os procedimentos de dimensionamento que podem levar a uma boa solução de lajes protendidas, principalmente em caso de protensão limitada, baseado nos trabalhos de Mello (2005) e o manual do programa TQS (2018).

1 – Divisão da estrutura em faixas

Primeiramente é feita a divisão da laje em questão em regiões em que os momentos fletores são da mesma ordem de grandeza e os cabos terão o mesmo espaçamento em planta e mesma trajetória. Recomenda-se não utilizar muitos espaçamentos diferentes devido às dificuldades de execução do detalhamento, apesar de quanto menores as larguras das faixas, maior a economia.

2 – Resolução da estrutura em faixas

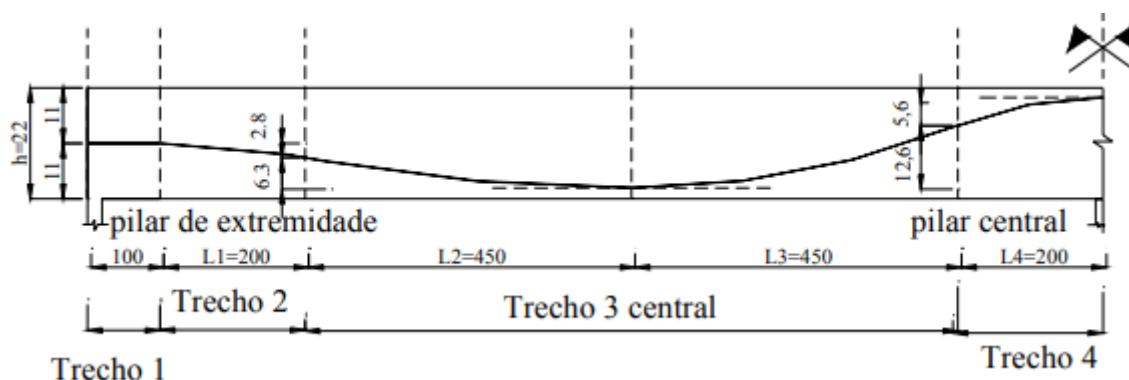
Após a definição das faixas é feita a resolução da estrutura considerando-a submetida às ações permanentes e acidentais, obtendo-se os esforços solicitantes e flechas nas diversas seções das faixas. Para a determinação dos esforços solicitantes, pode-se utilizar três métodos distintos: método dos pórticos equivalentes, método dos elementos finitos e método de grelhas equivalentes. O primeiro, método dos pórticos equivalentes, é um processo muito empregado nos Estados Unidos e também no Brasil, consiste em uma análise simplificada que só apresenta bons resultados para estruturas regulares, de vãos livres semelhantes e pilares alinhados. Já o método dos elementos finitos não é amplamente utilizado por engenheiro projetistas, seu uso é mais frequente no meio acadêmico, apesar de conduzir a bons resultados. Por fim, o método de grelhas equivalentes permite ao engenheiro uma análise simplificada dos resultados e manipulação mais fácil da entrada de dados, o que torna este o método mais empregado no Brasil atualmente.

O procedimento de cálculo de grelhas equivalentes permite calcular um pavimento de lajes, com vigas ou não, considerando-o como um todo. A placa da laje é substituída por uma malha equivalente de vigas (grelha equivalente). No uso da protensão, as cordoalhas estão compreendidas nas faixas escolhidas desta malha equivalente de vigas e seu valor é considerado como carga equivalente. As cargas distribuídas podem se dividir entre os elementos de acordo com a área de influência de cada elemento, serem consideradas uniformemente distribuídas ao longo dos elementos ou ainda concentradas nos nós, com uma certa aproximação.

3 – Definição da trajetória do cabo representante

O cabo representante é aquele que define a trajetória dos demais cabos em cada faixa, podendo também ser utilizado nas demais faixas da estrutura. Geralmente a trajetória do cabo apresenta a forma do diagrama de momento fletor, por isso adota-se diferentes cabos para as diferentes faixas de protensão, considerando as diferenças nos esforços nas faixas da estrutura. Segundo Mello (2005), uma boa trajetória para as faixas mais solicitadas, como mostrado na Figura 7, considera que o início e o final do cabo estejam no centro de gravidade da peça.

Figura 7 – Traçado vertical típico de um cabo de laje lisa



Fonte: Carvalho (2012)

Após a ancoragem, o cabo segue por um trecho reto (trecho 1) e um trecho curvo de concordância (trecho 2), e na parte central do tramo (trecho 3) apresenta geralmente duas parábolas, com máxima excentricidade para combater adequadamente a flexão. Ao chegar no apoio intermediário (trecho 4) o cabo apresentará a maior excentricidade possível, de forma a combater os efeitos dos momentos negativos. Neste último trecho é importante fazer uma concordância vertical para evitar concentração de tensão normal junto ao pilar (CARVALHO, 2012).

4 – Cálculo das perdas de protensão no cabo representante

Definida a trajetória do cabo, é possível estimar as perdas de protensão que ocorrerão no mesmo, tanto imediatas quanto progressivas, sendo calculadas conforme apresentado no item Perdas de protensão na página 15. Para a perda por fluência, Carvalho (2012) afirma que a tensão no nível dos cabos, no concreto, pode ser considerada em torno de 3 MPa.

5 – Consideração do carregamento equivalente do cabo e seus esforços

Considerando a trajetória do cabo, é possível montar o esquema do carregamento deste para o tempo zero e tempo infinito, considerando as ações de protensão na grelha equivalente, encontrando os esforços solicitantes nas faixas para o tempo zero e infinito. Considera-se a distribuição de um cabo por metro.

6 – Determinação do número de cabos a se usar em cada faixa com a condição do estado limite último no ato da protensão

Esta verificação pode ser feita inicialmente para a seção mais solicitada da faixa verificada para a situação em vazio, ou seja, o limite para a tensão de tração é zero e o limite admitido para a tensão de compressão é de $0,7 f_{cj}$ (resistência a compressão no concreto na idade em que é feita a protensão).

Assim, a seção de um apoio intermediário deve apresentar para a fibra superior e inferior, respectivamente:

$$\sigma_s = \frac{n \cdot N_p}{A} + \frac{n \cdot M_p}{W_s} - \frac{M_{g1}}{W_s} \leq 0,7 \cdot f_{cj} \quad (7)$$

$$\sigma_i = \frac{n \cdot N_p}{A} + \frac{n \cdot M_p}{W_i} - \frac{M_{g1}}{W_i} \geq 0 \quad (8)$$

Onde:

n : número de cabos da faixa;

A, W_i, W_s : área e módulos de resistência da fibra inferior e superior da faixa em questão

N_p, M_p : força normal e momento fletor de protensão na seção para a faixa analisada (no tempo zero);

M_{g1} : momento fletor da carga permanente na seção e faixa analisadas.

7 – Resolução da estrutura com o número de cabos “n” determinados

É feita a resolução da estrutura novamente, desta vez com a consideração dos efeitos da protensão na estrutura, com os valores de n determinados no item anterior, verificando se atendem as condições de protensão em vazio.

8 – Verificação do Estado Limite de Serviço: fissuração

A verificação da fissuração deve atender aos limites definidos de acordo com a agressividade do meio em que a estrutura estará inserida, conforme a Tabela 4 já apresentada.

Tendo como exemplo uma estrutura com protensão limitada, as verificações a serem feitas considerando uma seção sobre um pilar intermediário, com momentos de carga permanente e acidental tracionando o bordo superior e a protensão provocando tração no bordo inferior, apresentará os limites apresentados na Tabela 6 para as verificações do Estado Limite de Formação de fissuras e os limites apresentados na Tabela 7 para o Estado Limite de Descompressão da armadura.

Tabela 6 – Verificações do Estado Limite de Formação de fissuras para Combinação Frequente de ações

BORDA	MOMENTO	VERIFICAÇÃO	LIMITE
INFERIOR	Máximo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2}}{W_i} + \frac{\Psi_1 M_q}{W_i}$	$0,7f_{cj}$
INFERIOR	Mínimo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g1+g2}}{W_i}$	$-0,3\sqrt[3]{f_{ck}^2}$
SUPERIOR	Máximo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_s} - \frac{M_{g1+g2}}{W_s} - \frac{\Psi_1 M_q}{W_s}$	$-0,3\sqrt[3]{f_{ck}^2}$
SUPERIOR	Mínimo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_s} - \frac{M_{g1+g2}}{W_s}$	$0,7f_{cj}$

Fonte: CARVALHO (2012).

Tabela 7 - Verificações do Estado Limite de Descompressão para Combinação de ações Quase Permanente

BORDA	MOMENTO	VERIFICAÇÃO	LIMITE
INFERIOR	Máximo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2}}{W_i} + \frac{\Psi_2 M_q}{W_i}$	$0,7f_{cj}$
INFERIOR	Mínimo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g1+g2}}{W_i}$	0
SUPERIOR	Máximo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_s} - \frac{M_{g1+g2}}{W_s} - \frac{\Psi_2 M_q}{W_s}$	0
SUPERIOR	Mínimo	$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_s} - \frac{M_{g1+g2}}{W_s}$	$0,7f_{cj}$

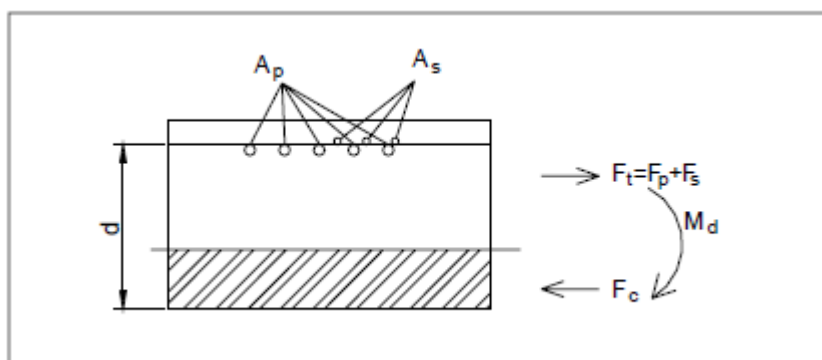
Fonte: CARVALHO (2012)

Caso as verificações não forem atendidas, deve-se retornar ao item 6 e recalcular o número de cabos, porém utilizando as combinações em serviço como condição para dimensionamento dos cabos e os limites de tensão definidos para cada combinação.

9 – Verificação de ruptura no tempo infinito

A verificação de ruptura no tempo infinito consiste no cálculo de armadura passiva completar na estrutura, feita de forma semelhante à verificação em estruturas de concreto armado. Segundo Carvalho (2012), são consideradas as seguintes relações: o momento externo é igual ao momento interno e a força de tração atuante na seção é igual a força de compressão, sendo que a primeira é composta de duas parcelas, a força devido à armadura de protensão e à armadura passiva (F_p e F_s respectivamente). A Figura 8 apresenta um esquema dos esforços atuantes na seção transversal sobre o apoio.

Figura 8 – Verificação no estado limite último na flexão no tempo infinito para a seção transversal em cima do apoio



Fonte: CARVALHO (2012).

Considerando as condições descritas, verifica-se a necessidade de armadura passiva e, quando necessária, pode ser determinada pela equação:

$$\frac{M_d}{z} = A_p f_p + A_s f_{yd} \quad (9)$$

Sendo:

$$M_d = 1,4(M_{g1} + M_{g2} + M_q) \pm 0,9M_{Ht\infty} \quad (10)$$

Onde:

z : distancia compreendida entre a resultante de tração e a resultante de compressão na seção analisada;

A_p : área da armadura ativa;

A_s : área da armadura passiva;

f_p : tensão atuante na armadura ativa;

f_{yd} : tensão atuante na armadura passiva;

M_{g1} : momento devido ao peso próprio;

M_{g2} : momento devido à sobrecarga;

M_q : momento devido à carga acidental;

M_H : momento hiperestático de protensão.

O valor da tensão atuante na armadura ativa deve ser calculado considerando se a protensão é aderente ou não. Nas armaduras ativas, é necessário considerar, além da deformação no concreto decorrente da flexão, a deformação de pré-alongamento, decorrente da aplicação da protensão. De acordo com Emerick (2005) em caso de sistemas com cabos não aderentes, o acréscimo de tensão provocado pela curvatura do concreto pode ser calculado de forma aproximada levando-se em conta um coeficiente de aderência entre o cabo e a laje, o qual varia entre 0, para um cabo perfeitamente não aderente, e 1 para o caso aderente. A NBR6118:2014 estabelece as seguintes equações para o cálculo deste acréscimo de tensões:

a) Para elementos com relação vão/altura útil $l/h \leq 35$:

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \cdot \rho_p} \quad (11)$$

Com valores de $\Delta\sigma_p$ em MPa, não podendo ultrapassar 420 MPa.

b) Para elementos com relação vão/altura útil $l/h \geq 35$;

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \cdot \rho_p} \quad (12)$$

Com valores de $\Delta\sigma_p$ em MPa, não podendo ultrapassar 210 MPa.

Sendo:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c \cdot d_p} \quad (13)$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão (MPa);

ρ_p : taxa de armadura de protensão;

A_p : área de armadura ativa;

b_c : largura da mesa de compressão;

d_p : altura útil referida à armadura ativa;

A deformação na armadura protendida devido ao pré-alongamento ε_{pn} é dada pela expressão:

$$\varepsilon_{pn} = \frac{P_n}{A_p \cdot E_p} \quad (14)$$

$$P_n = P_d + \alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cp}| \quad (15)$$

Onde:

P_d : força de protensão de cálculo após todas as perdas, em geral adota-se $P_d = \gamma_p \cdot P_\infty$;

E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão, usualmente adota-se $E_p = 196$ GPa;

α_p : relação entre o módulo de elasticidade do concreto e o do aço de protensão (E_p/E_c);

A_p : área de armadura ativa;

A tensão do concreto no centro de gravidade da armadura é dada pela expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d \cdot (e_p)^2}{I_c} \quad (16)$$

Sendo:

A_c : área da seção transversal de concreto;

e_p : excentricidade do centro de gravidade do cabo ou cabo equivalente em relação ao centro de gravidade da seção;

I_c : momento de inércia da seção transversal;

A tensão de total na armadura ativa de cálculo é definida por:

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_{pn} + \Delta\sigma_p}{\gamma_s} \quad (17)$$

Com:

$$\gamma_s = 1,15$$

10 – Verificação quanto aos deslocamentos

Por fim é feita a verificação quanto às flechas na estrutura, respeitando os limites de acordo com a utilização da estrutura, conforme a Tabela 8, encontrada na ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 8 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118 (2014).

As flechas em lajes protendidas são calculadas considerando apenas o carregamento não equilibrado pela protensão. Obtido o valor do deslocamento elástico da laje, deve-se considerar os efeitos da perda de rigidez devido à fissuração, quando for significativa, e também a deformação lenta (EMERICK, 2005).

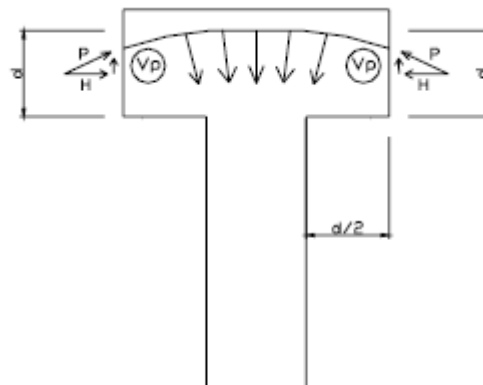
3.6.2 Dimensionamento à punção

A verificação dos esforços cortantes é imprescindível em estruturas concreto. Uma vez que a laje, quando apoiada diretamente sobre pilares, pode sofrer uma ruptura brusca devido a tais esforços, é fundamental para que haja um bom dimensionamento da estrutura para que a mesma esteja devidamente dimensionada quanto ao puncionamento.

O dimensionamento à punção, segundo a ABNT NBR 6118:2014 segue o modelo de cálculo em que há verificação das superfícies críticas definidas pelo entorno de forças concentradas. Quando necessárias, as armaduras de punção devem ser constituídas por estribos verticais ou conectores (studs). O diâmetro dos estribos da armadura de punção não deve superar valores iguais a $h/20$ da laje, sendo necessário que os mesmos estejam em contato com as barras longitudinais pelos cantos dos estribos.

A armadura de punção é necessária quando as tensões de cisalhamento solicitantes são maiores que as tensões de cisalhamento resistentes. A protensão pode gerar efeitos favoráveis à punção, decorrente da tensão de compressão exercida no concreto devido à protensão, o que pode aumentar a resistência ao cisalhamento do concreto e também provoca um alívio da força cortante nas regiões críticas, devido à componente vertical da força de protensão (Figura 9).

Figura 9 – Componente da força de protensão favorável



Fonte: MELLO (2005)

A tensão solicitante efetiva, em elementos com protensão, é calculada como:

$$\tau_{Sd,ef} = \tau_{Sd} - \tau_{Pd} \quad (18)$$

Sendo:

$$\tau_{Pd} = \frac{\sum P_{k,inf,i} \sin \alpha_i}{u \cdot d} \quad (19)$$

Onde:

τ_{Pd} : tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e que passam a mesmo de $d/2$ da face do pilar;

$P_{k,inf,i}$: força de protensão no cabo i ;

α_i : inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado;

u : perímetro crítico do contorno considerado;

d : altura útil da laje.

A tensão resistente da laje à punção varia de acordo com o contorno crítico analisado. É obrigatória a verificação da tensão resistente nas superfícies críticas C, C' e a superfície C'' é necessária quando há puncionamento da laje.

A verificação a ser feita no contorno C é:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd,2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (20)$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em MPa.

τ_{Sd} : é calculado conforme a equação (18), sendo $u = u_0$ (perímetro do contorno C)

Para o contorno C' sem armadura de punção, considerando perímetro do contorno C como sendo u , deve verificar-se:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd,1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d} \right) (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10\sigma_{cp} \quad (21)$$

Onde:

ρ : é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente, $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$

d : altura útil da laje ao longo do contorno C' e $d = (d_x + d_y)/2$

Caso haja necessidade de armadura de punção, o contorno C' deve ser verificado novamente, considerando-se a armadura de punção:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd,3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{20/d} \right) (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_R} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (22)$$

Onde:

s_R : é o espaçamento radial ente linhas de armadura de punção;

A_{sw} : área de armadura de punção em um contorno completo paralelo a C’;

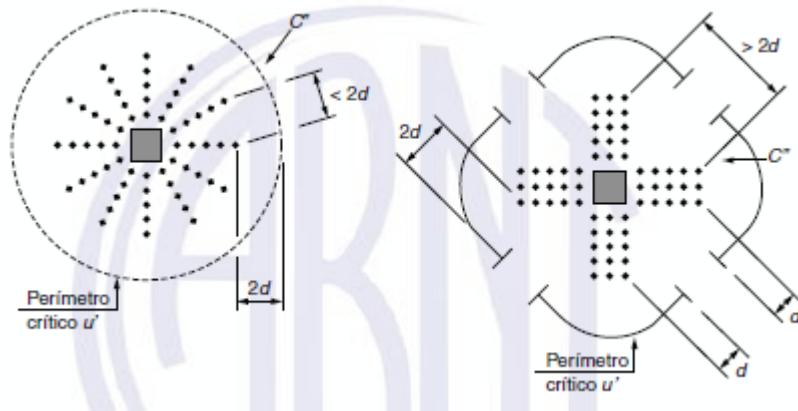
f_{ywd} : resistência de cálculo da armadura de punção não maior que 300 MPa para conectores e 250 MPa para estribos (para lajes de espessura maior que 15 cm e menores de 35 cm, a resistência dos estribos pode atingir máximo de 435 MPa);

u : perímetro crítico

α : ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje.

Quando for necessário armadura de punção, ele deve ser estendida em contornos paralelos a C’ até o contorno C’’, distante de $2d$ do último contorno de armadura, conforme Figura 10.

Figura 10 – Contorno da superfície crítica C’’

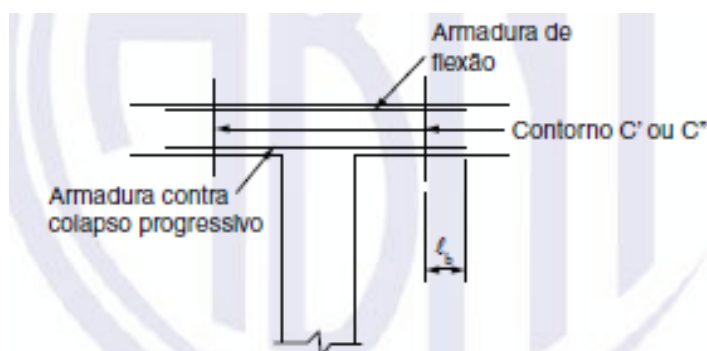


Fonte: NBR 6118 (2014).

Assim, na superfície C’’ deve-se verificar $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd,1}$.

Além de garantir que a laje seja resistente à punção, deve-se garantir que a mesma não sofrerá ruptura por colapso progressivo. Para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C’ ou C’’, de acordo com o esquema apresentado na Figura 11.

Figura 11 – Ancoragem da armadura de colapso progressivo



Fonte: NBR 6118 (2014).

A armadura de combate ao colapso progressivo deve ser tal que:

$$f_{yd} A_{s,ccp} \geq 1,5 F_{Sd} \quad (23)$$

Em que:

$A_{s,ccp}$: é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;

F_{Sd} : pode ser calculado com $\gamma_f = 1,2$.

3.7 Recomendações para projeto

Para melhor concepção de um projeto de laje lisa protendida, é necessário seguir algumas recomendações baseadas em observações práticas de projetos já executados e estudos realizados na área.

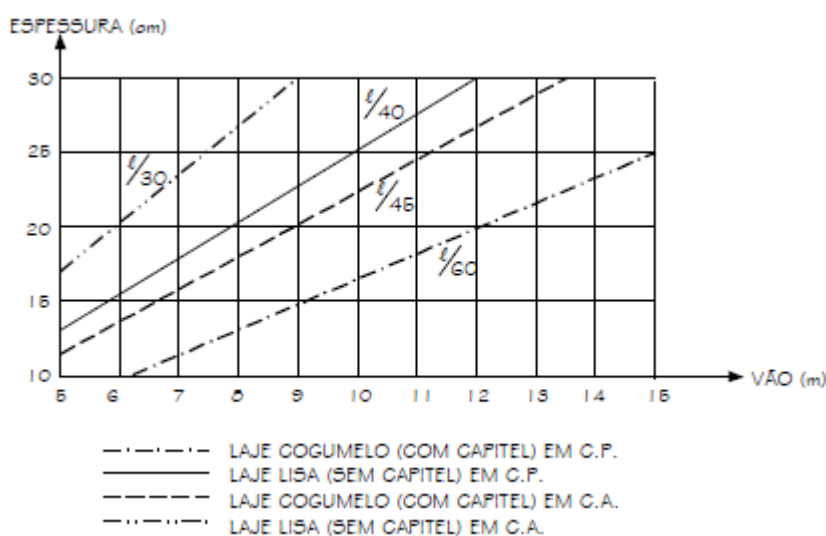
Segundo Emerick (2005), as lajes lisas apresentam vantagens em relação às demais lajes protendidas sobretudo do ponto de vista da execução, porém sua capacidade resistente é em geral ditada pelo cisalhamento na região de ligação entre laje-pilar. Assim, melhorar sua capacidade ao funcionamento é possível com o engrossamento da laje na região do pilar ou ainda uso de vigas faixa protendidas.

As lajes planas protendidas possuem maior liberdade de projeto que as demais. Os vãos podem ser mantidos entre 6 e 8 metros sem grandes problemas para a estrutura. Ainda, não há a

necessidade de alinhamento dos pilares para garantir estabilidade global ao edifício. Esta deve ser garantida por meio de outras soluções estruturais, como paredes estruturais posicionadas em caixas de escadas e elevadores.

Para a definição de espessura das lajes, são encontradas algumas recomendações baseadas em observações práticas. Apesar disso, pode-se adotar espessuras menores, desde que sejam atendidas as verificações da estrutura, tanto de deformação quanto de vibração excessiva, e respeite a espessura mínima de 16 cm exigida pela ABNT NBR 6118:2014. A esbeltez para lajes de piso do tipo cogumelo (lajes lisas), com sobrecarga de até 3 kN/m², para estruturas em concreto armado ou protendido, com ou sem capitel, pode ser obtida pelo gráfico apresentado na Figura 12.

Figura 12 – Esbeltez recomendada para laje cogumelo



Fonte: EMERICK (2002)

Para a modulação dos vãos é recomendado que seja feito de forma econômica, com vãos intermediárias iguais entre si, vãos extremos com comprimentos da ordem de 80 a 85% dos vãos internos e balanços da ordem de 25 a 35 % do vão adjacente, dependendo da existência ou não de parede carregando sua extremidade (SOUZA E CUNHA, 1998)

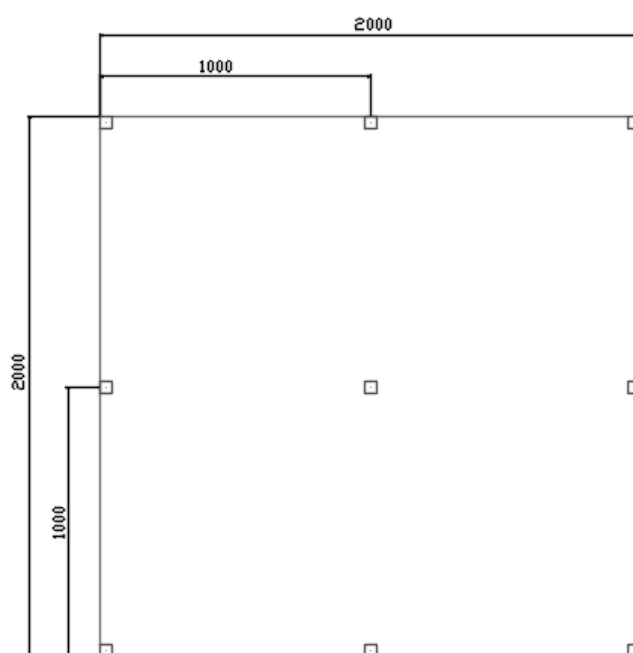
A distribuição dos cabos em planta pode variar de acordo com a escolha do projetista. Como os esforços em uma laje tipo cogumelo se concentram nas regiões de faixas ou apoios, é natural que estas áreas apresentem maior concentração de cabos de protensão.

4 EXEMPLO NUMÉRICO

4.1 Projeto proposto

O projeto desenvolvido neste trabalho foi baseado no exemplo numérico encontrado no livro *Estruturas em Concreto Protendido: Cálculo e Detalhamento* (CARVALHO, 2015). Trata-se de uma laje sem vigas de 20 x 20 m, apoiada em 9 pilares de dimensões de 45 x 45 cm, conforme apresentado na Figura 13.

Figura 13 – Planta de formas com cotas em cm



Fonte: Autora (2018)

Seguindo as recomendações de projeto para o dimensionamento de lajes lisas protendidas, o projeto proposto foi desenvolvido e dimensionado utilizando como principal ferramenta o subsistema de CAD/Lajes Protendidas do software brasileiro CAD/TQS.

O ambiente considerado para a estrutura foi ambiente industrial. Assim, conforme a Tabela 1, deve-se considerar a classe de agressividade ambiental do concreto como sendo CAA III. Seguindo o modelo do exercício proposto por Carvalho (2012), adotando como carga permanente g_2 o valor de $0,5 \text{ kN/m}^2$ e o carregamento acidental de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Conforme a Tabela 2, a classe adotada para o concreto foi C35 e o aço de protensão a ser utilizado é o CP190 RB. O cobrimento nominal adotado, seguindo o recomendado na norma ABNT NBR 6118:2014, foi de 40 mm para a armadura de protensão e de 35 mm para a armadura passiva, conforme a Tabela 3 já apresentada no item Normatização.

Com a CAA III, o tipo de protensão adotado deve ser a protensão limitada. Assim, devem ser respeitados:

- Limite de descompressão para as combinações quase permanente de ações;
- Limite de formação de fissuras com a atuação de carga permanente na estrutura, para as combinações frequentes de ações.

De acordo com as recomendações para projeto descritas na seção Recomendações para projeto, o pré-dimensionamento da espessura da laje foi realizado com base no cálculo da esbeltez limite, como sendo:

$$40 \leq l/h \leq 45 \quad (24)$$

Considerando a distância entre pilares como sendo $l = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm}$, tem-se que a espessura limite para a laje é:

$$1000/h \leq 45 \Rightarrow h \geq 22,22 \text{ cm}$$

Ou ainda:

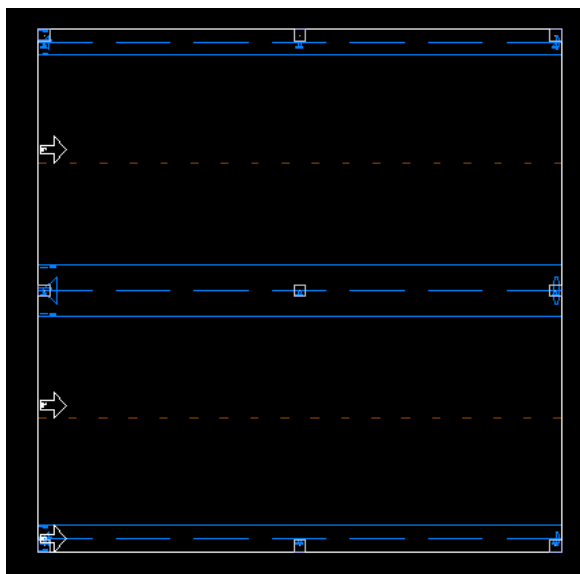
$$1000/h \geq 40 \Rightarrow h \leq 25 \text{ cm}$$

Assim, a espessura adotada foi de 25 cm, maior que a espessura mínima exigida pela ABNT NBR 6118:2014, de 16 cm.

O programa utilizado para o dimensionamento denomina as faixas de distribuição dos cabos de protensão como sendo Regiões de Protensão Uniforme (RPU). Assim, para determinar as faixas de distribuição dos cabos em planta, foram feitas as seguintes considerações:

Para a direção principal, como é denominada no programa a direção horizontal, as faixas possuíam comprimento de 20 metros. A largura adotada foi de 10% do vão perpendicular à RPU lançada. Sendo assim, as faixas na extremidade possuíam 100 cm de largura e para a faixa central adotou-se 200 cm para central, devido ao fato da área de influência desta faixa de protensão ser maior (Figura 14).

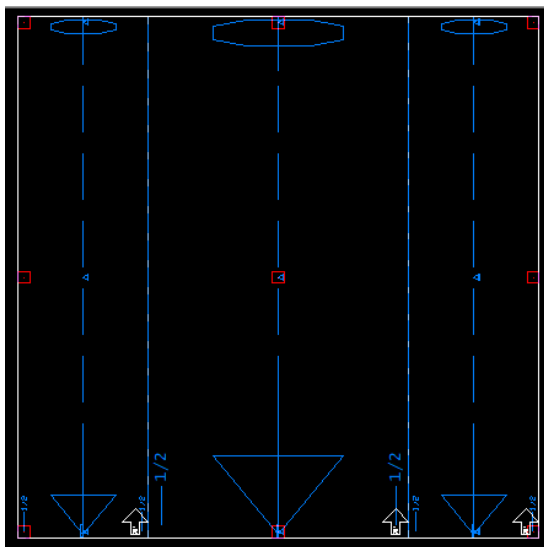
Figura 14 – Distribuição das faixas de protensão na direção principal



Fonte: AUTORA (2018).

Para a direção secundária, foi adotado que os cabos seriam distribuídos uniformemente por toda a extensão da laje. Porém, devido a distribuição do carregamento pela laje ser mais concentrada na região central da laje, optou-se por separar em três faixas de distribuição, mas ainda mantendo a distribuição dos cabos por toda a laje (Figura 15).

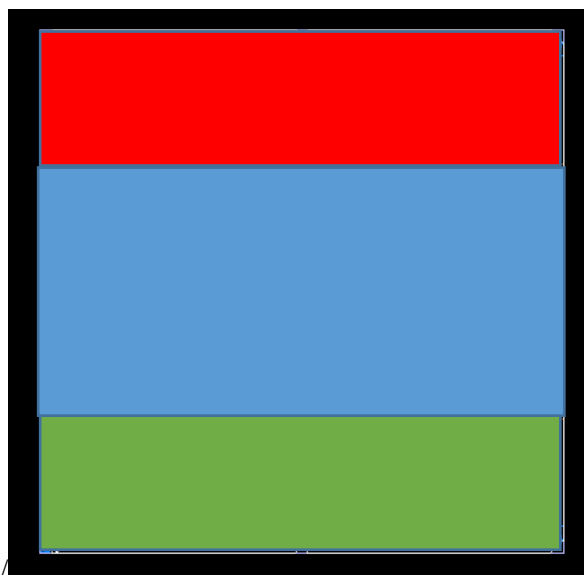
Figura 15 - Distribuição das faixas de protensão na direção secundária



Fonte: AUTORA (2018).

Na direção principal, em que as faixas de protensão não se estendem por toda extensão da laje, foram definidas regiões para a transferências dos esforços solicitantes, para que estes sejam considerados no dimensionamento das faixas de protensão. As regiões de influência das faixas de protensão foram divididas conforme apresentado na Figura 16, sendo que a área vermelha é a região de transferências de esforços para a faixa um, a área azul e verde para as faixas dois e três respectivamente.

Figura 16 – Regiões de transferência de esforços



Fonte: AUTORA (2018).

Na direção secundária também foram utilizadas regiões de transferências de esforços. Como as faixas de protensão são distribuídas por toda a extensão da laje, as regiões de transferências de esforços apresentam as mesmas dimensões das faixas de protensão, não causando interferência no dimensionamento da estrutura.

A configuração para ancoragem escolhida para o projeto foi ativa à esquerda e passiva à direita na direção principal, e para a direção secundária a ancoragem ativa é localizada na parte inferior da faixa e a passiva, em cima. O programa traz uma simbologia para as ancoragens, de forma a facilitar a identificação rápida, conforme a Figura 17.

Figura 17 – Ancoragens ativa e passiva, respectivamente, no programa CAD/TQS.



Fonte: AUTORA (2018).

Definidos todos os parâmetros de projeto necessários, foi possível prosseguir com o lançamento da estrutura no programa e posteriormente o dimensionamento da mesma.

4.2 Resultados

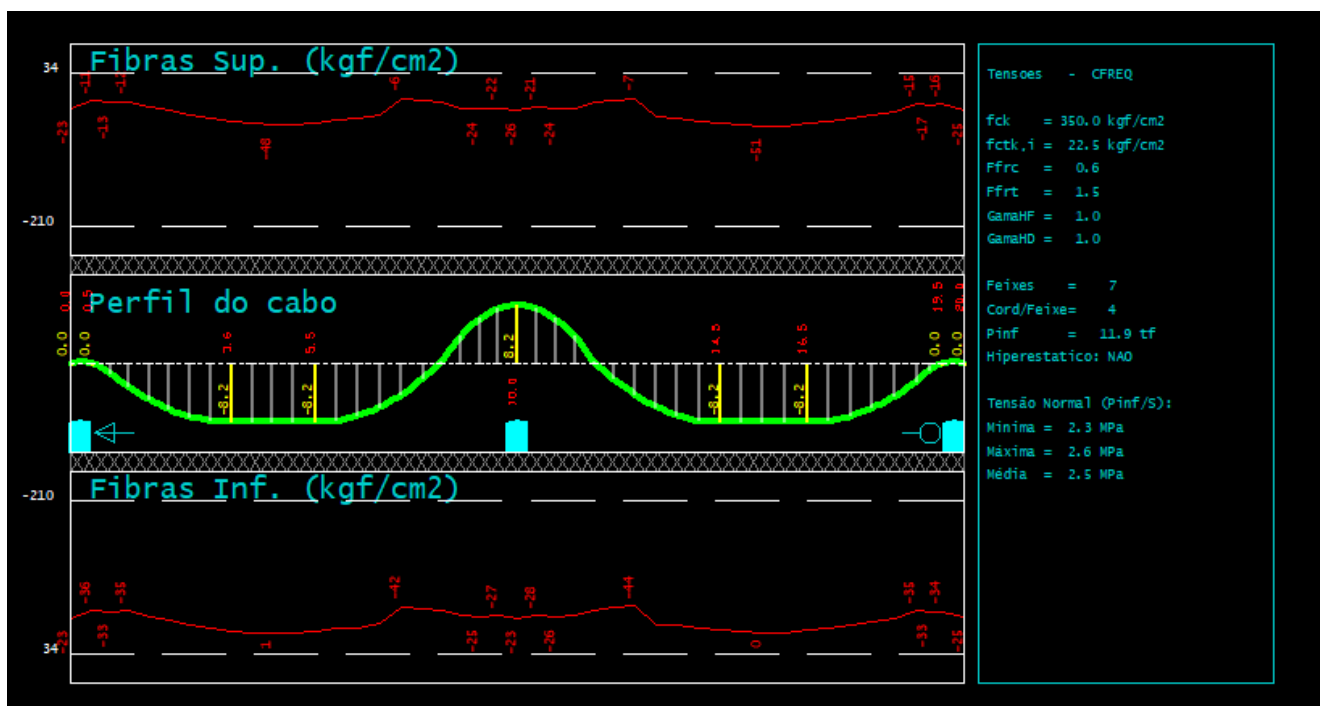
Todo o processo de dimensionamento da estrutura foi realizado com auxílio do programa CAD/TQS. Os relatórios dos resultados do dimensionamento das regiões de transferências de esforços encontram-se em volume complementar.

Cada faixa de protensão deve ser verificada individualmente, mesmo que a estrutura apresente simetria e as faixas apresentem dimensões semelhantes, devido aos efeitos do comportamento global da estrutura. Os limites a serem respeitados são os definidos na ABNT NBR 6118:2014 para estruturas submetidas a protensão limitada.

O programa calcula as tensões atuantes na seção para as combinações frequente, quase permanente e no ato da protensão. Cabe ao usuário a verificação se as tensões atendem aos limites impostos pela norma e caso não atenda, possui também a responsabilidade de fazer os devidos ajustes na trajetória dos cabos ou na quantidade dos mesmos, de forma que as tensões atendam aos limites especificados.

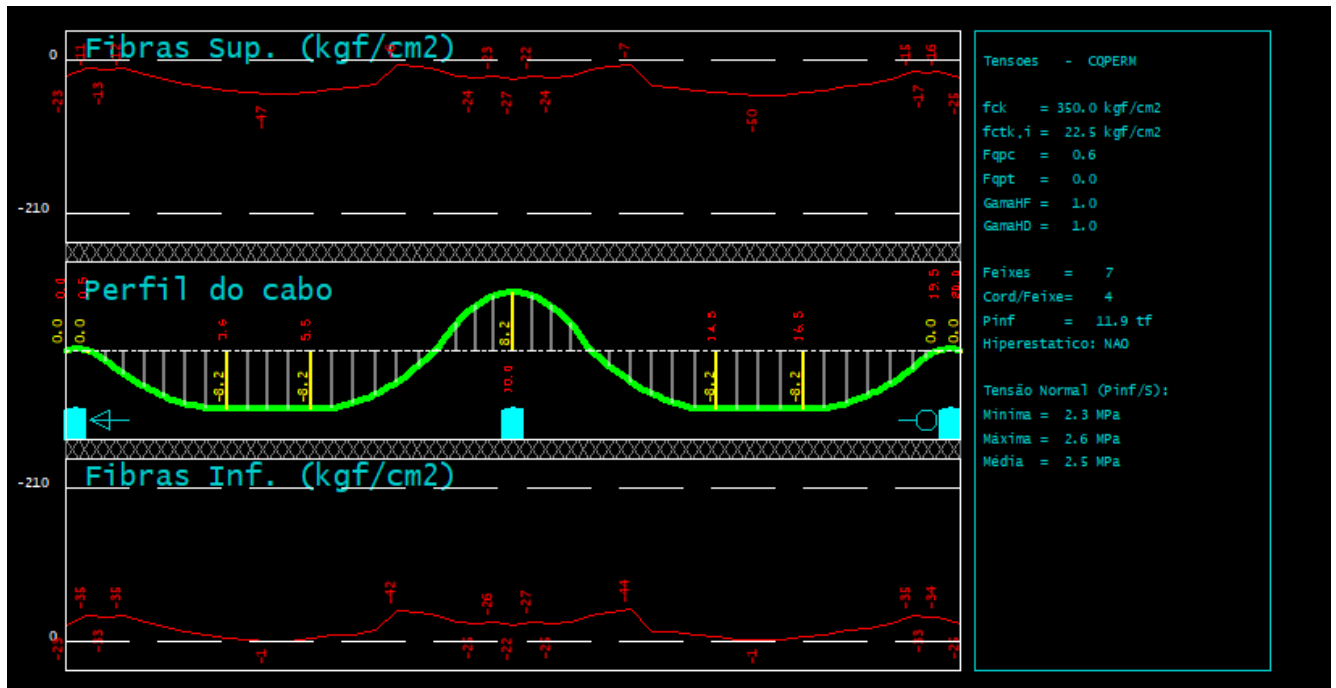
Notou-se durante o dimensionamento que a combinação mais crítica para essa estrutura foi a Combinação Quase Permanente, uma vez que o nível de protensão da estrutura é limitada e deve-se respeitar o Estado Limite de Descompressão, o qual não permite tensões de tração nas seções dimensionadas, conforme ilustrado pelas Figura 18, Figura 19 e Figura 20

Figura 18 - Tensões na faixa 1 de protensão para combinação Frequente



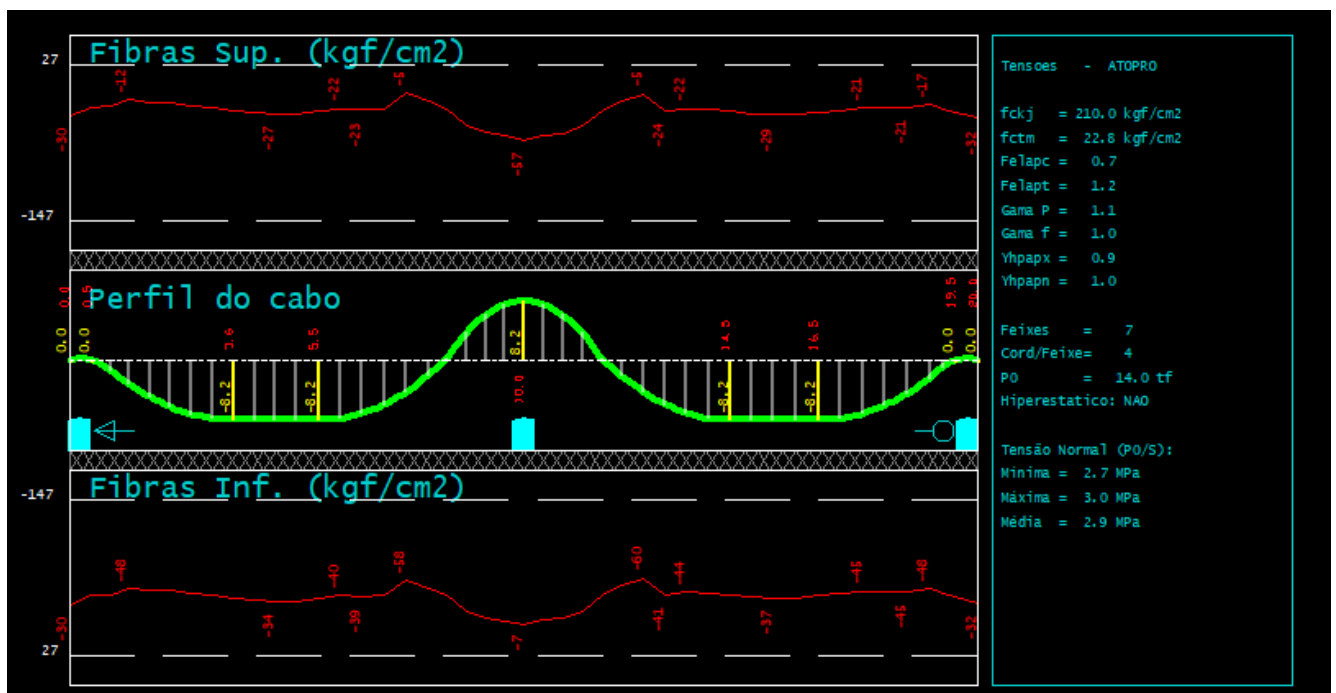
Fonte: AUTORA (2018)

Figura 19 – Tensões na faixa 1 de protensão para combinação Quase Permanente



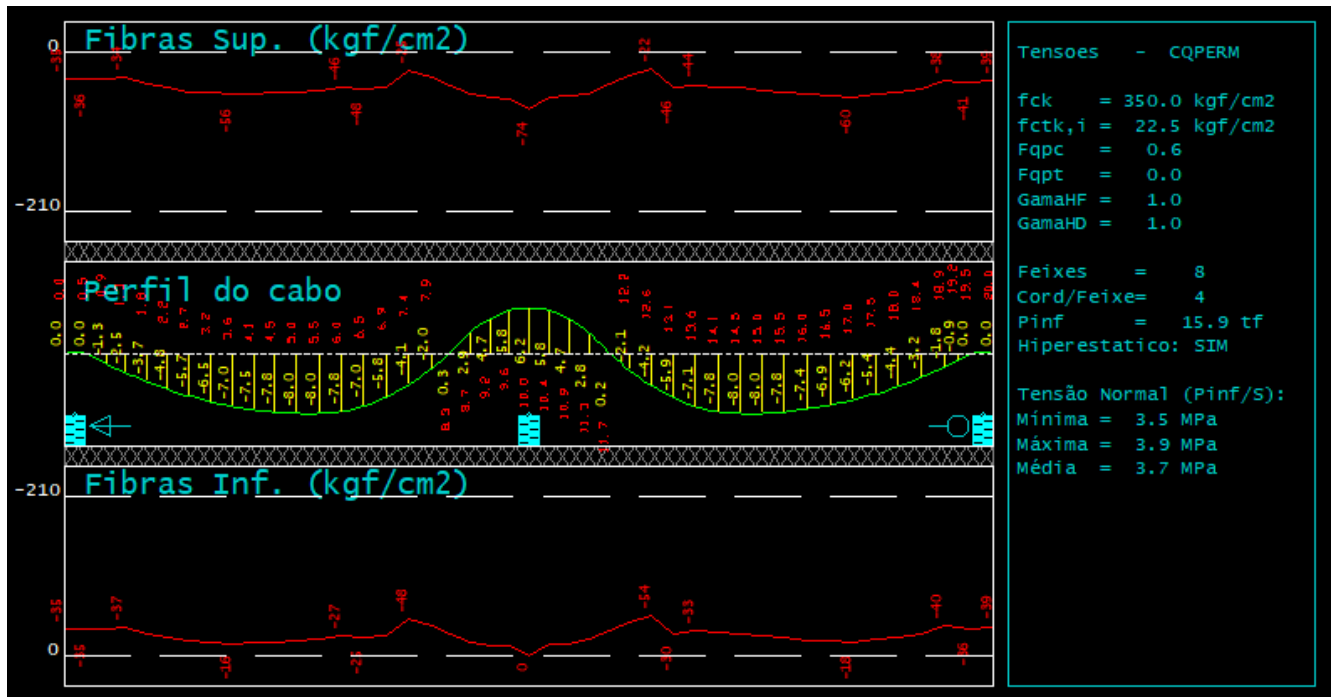
Fonte: AUTORA (2018).

Figura 20 - Tensões na faixa 1 de protensão no ato da protensão



Fonte: AUTORA (2018).

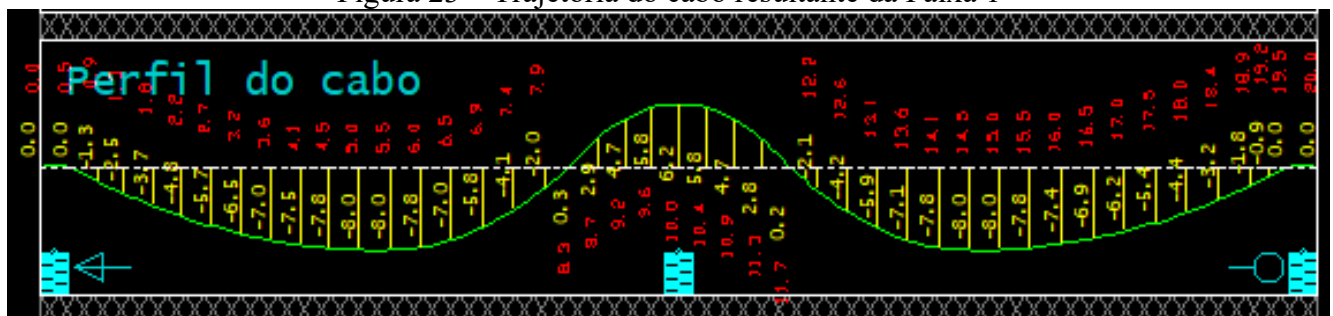
Figura 22 - Faixa de protensão 1 dimensionada com efeito da protensão na estrutura



Fonte: AUTORA (2018)

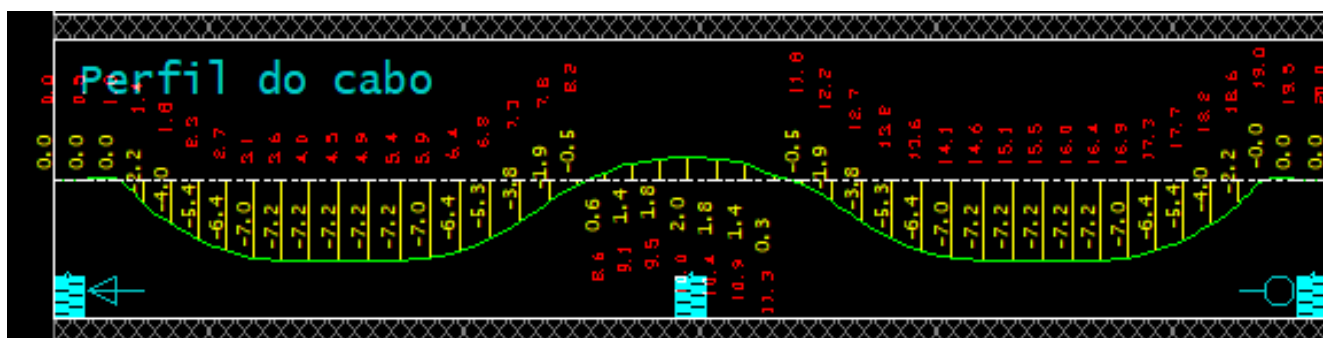
Assim, a trajetória dos cabos de protensão definidas para as faixas dimensionadas são apresentadas a seguir, nas Figura 23 a Figura 28.

Figura 23 – Trajetória do cabo resultante da Faixa 1



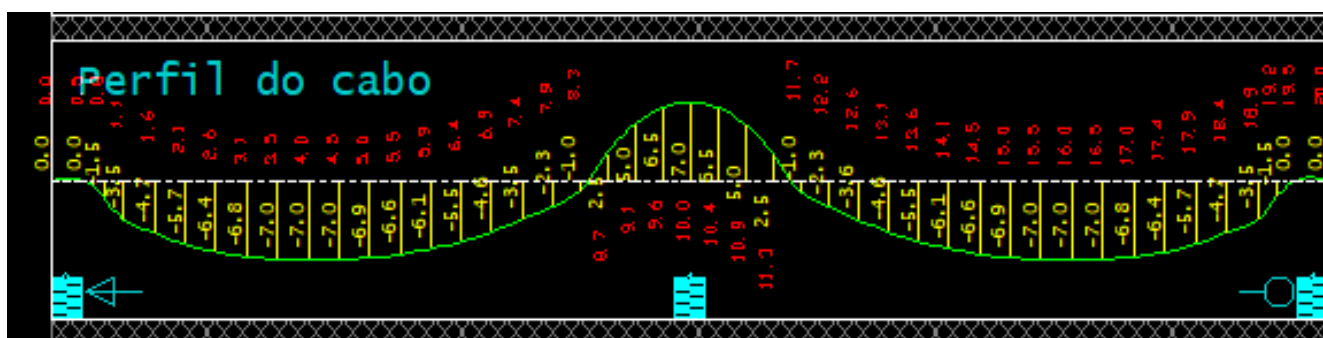
Fonte: AUTORA (2018).

Figura 27 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 5



Fonte: AUTORA (2018).

Figura 28 - Trajetória do cabo resultante da Faixa 6



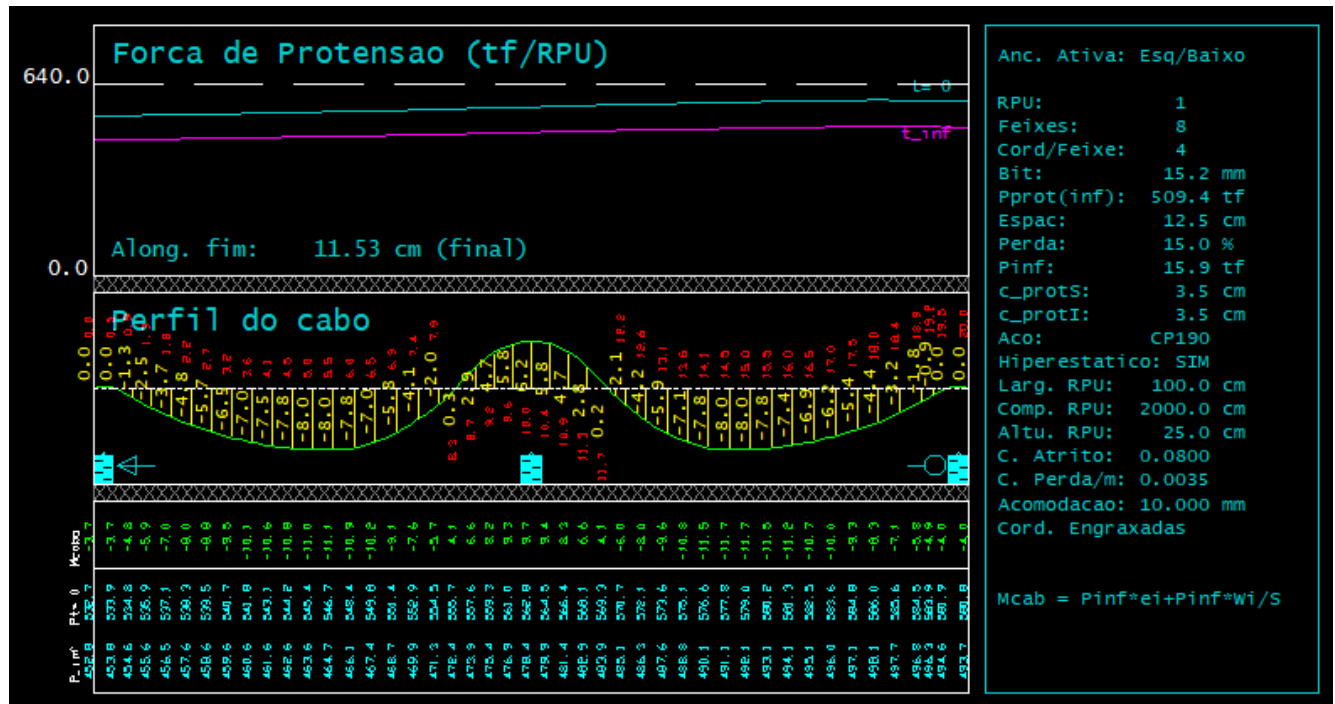
Fonte: AUTORA (2018).

Ao final do dimensionamento das faixas, foram obtidos os seguintes números de cabos por cada faixa de protensão calculada:

- Faixa 1: 8 cabos com 4 cordoalhas 15,2 mm;
- Faixa 2: 18 cabos com 4 cordoalhas 15,2 mm;
- Faixa 3: 8 cabos com 4 cordoalhas 15,2 mm;
- Faixa 4: 12 cabos com 3 cordoalhas 15,2 mm;
- Faixa 5: 20 cabos com 3 cordoalhas 15,2 mm;
- Faixa 6: 12 cabos com 3 cordoalhas 15,2 mm.

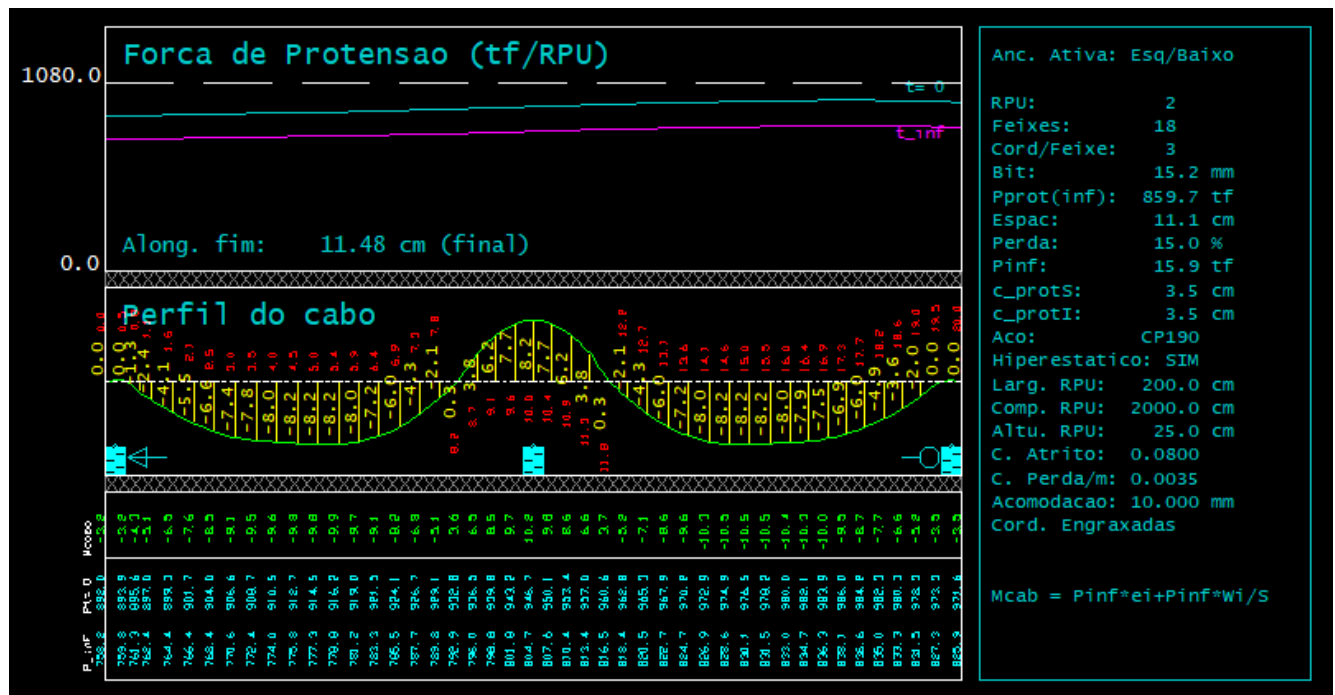
Para o cálculo da força de protensão no tempo infinito, o programa estimou as perdas em 15% e as perdas por atrito foram calculadas usando coeficientes de atrito $\mu = 0,08$, divergindo do encontrado na norma ABNT NBR 6118:2014, $\mu = 0,05$. Assim, as forças de protensão encontradas no tempo infinito para cada faixa estão apresentadas nas Figura 29 à Figura 34.

Figura 29 – Força de Protensão na faixa 1



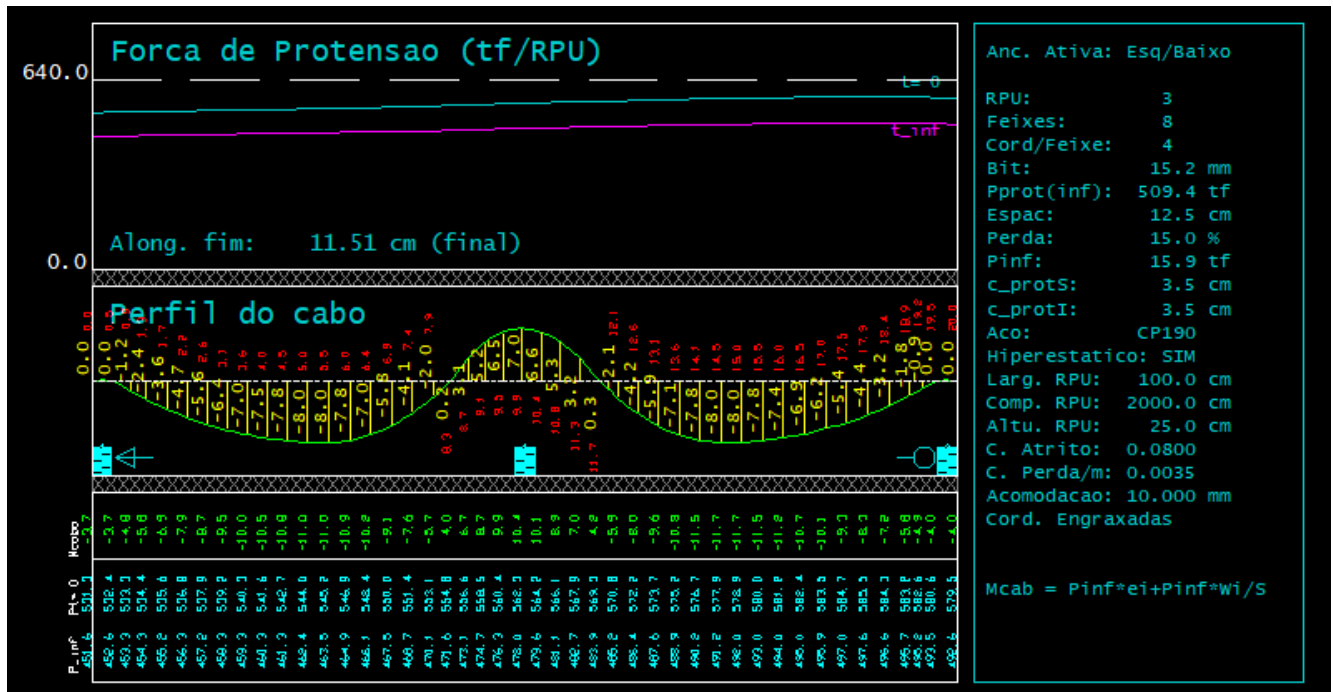
Fonte: AUTORA (2018).

Figura 30 – Força de Protensão na faixa 2



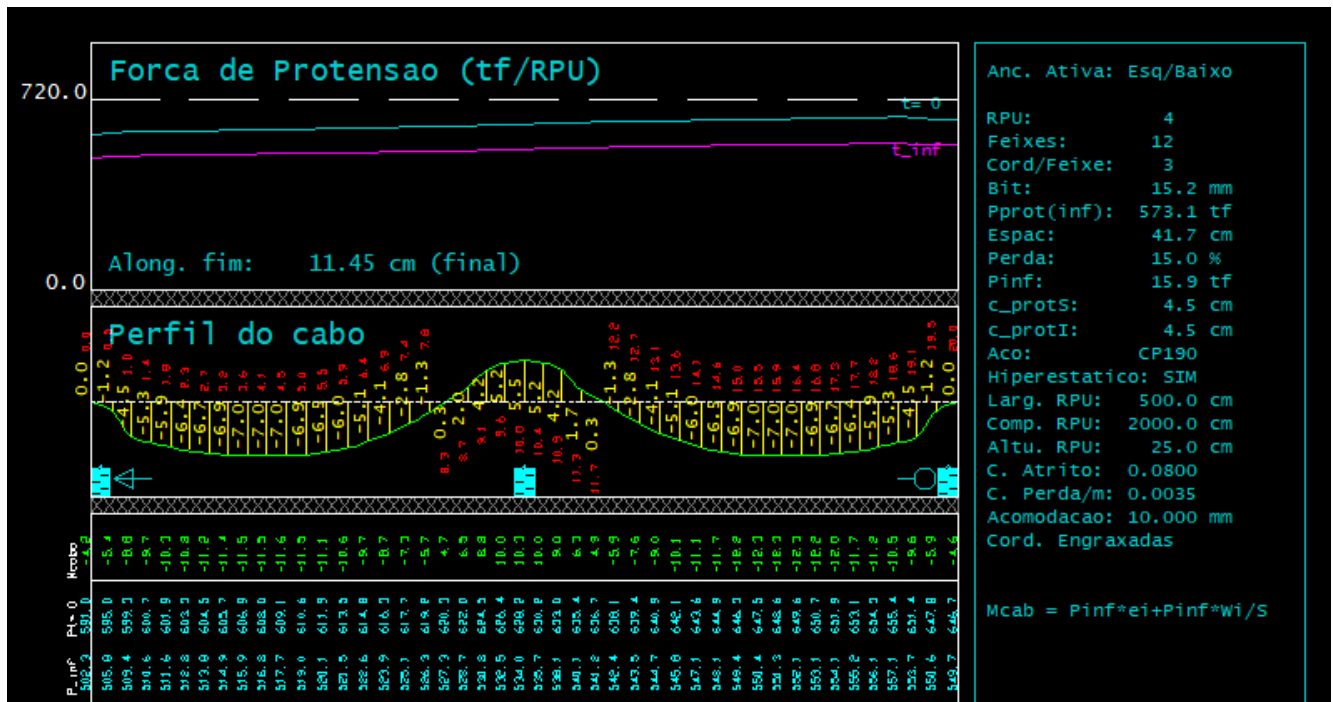
Fonte: AUTORA (2018).

Figura 31 – Força de Protensão na faixa 3



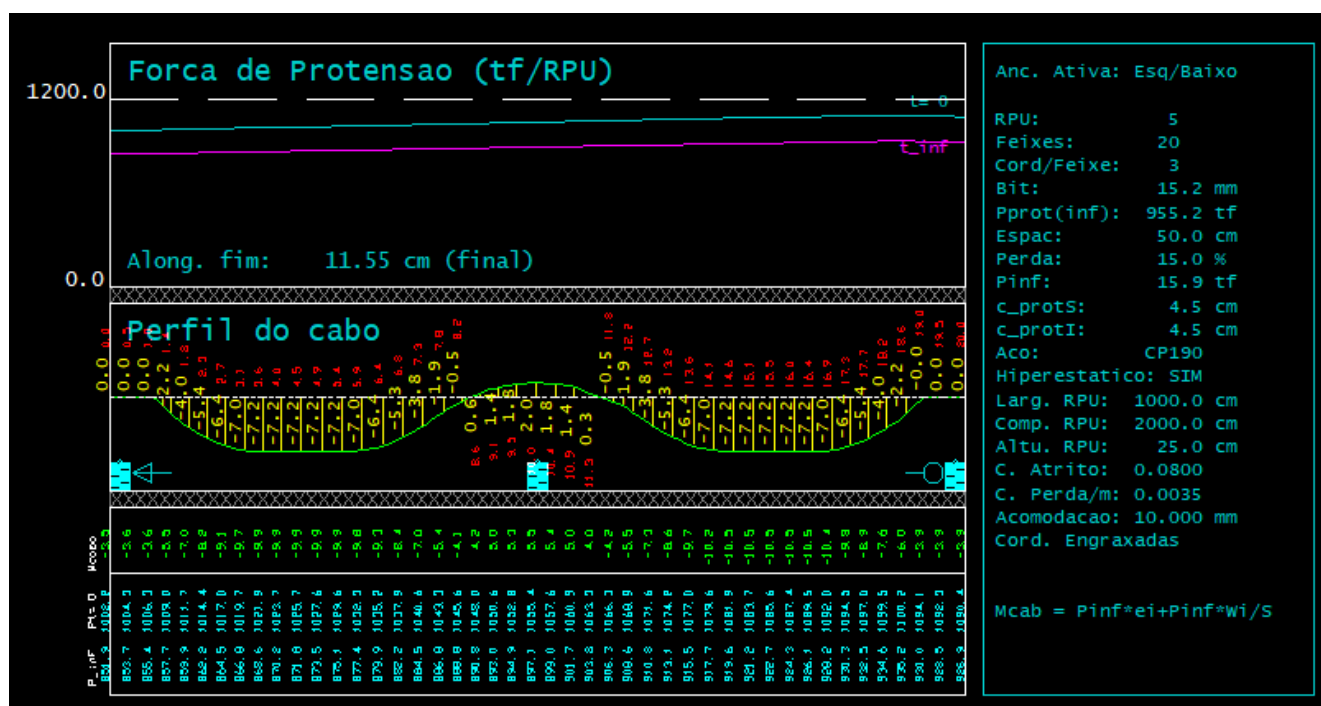
Fonte: AUTORA (2018).

Figura 32 – Força de Protensão na faixa 4



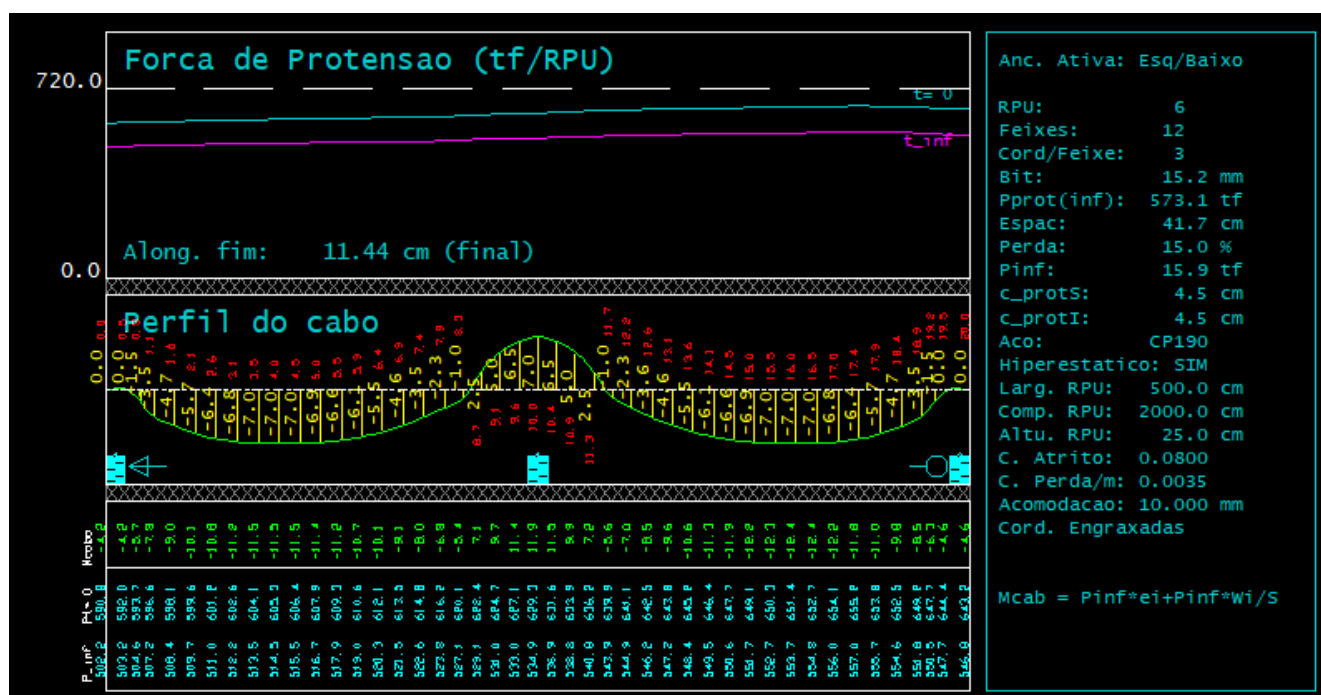
Fonte: AUTORA (2018).

Figura 33 – Força de Protensão na faixa 5



Fonte: AUTORA (2018).

Figura 34 – Força de Protensão na faixa 6



Fonte: AUTORA (2018).

A verificação da fissuração, conforme a Tabela 4 já apresentada, é feita tanto para combinação de ações quase-permanente quanto para a combinação frequente. Com a situação mais crítica para a estrutura sendo o Estado Limite de Descompressão, não há tração no concreto, o que não provoca fissuras no mesmo. Deste modo, a abertura máxima de fissuras para toda a estrutura foi de 0 mm, conforme apresentado na Tabela 9, com o resultado do dimensionamento.

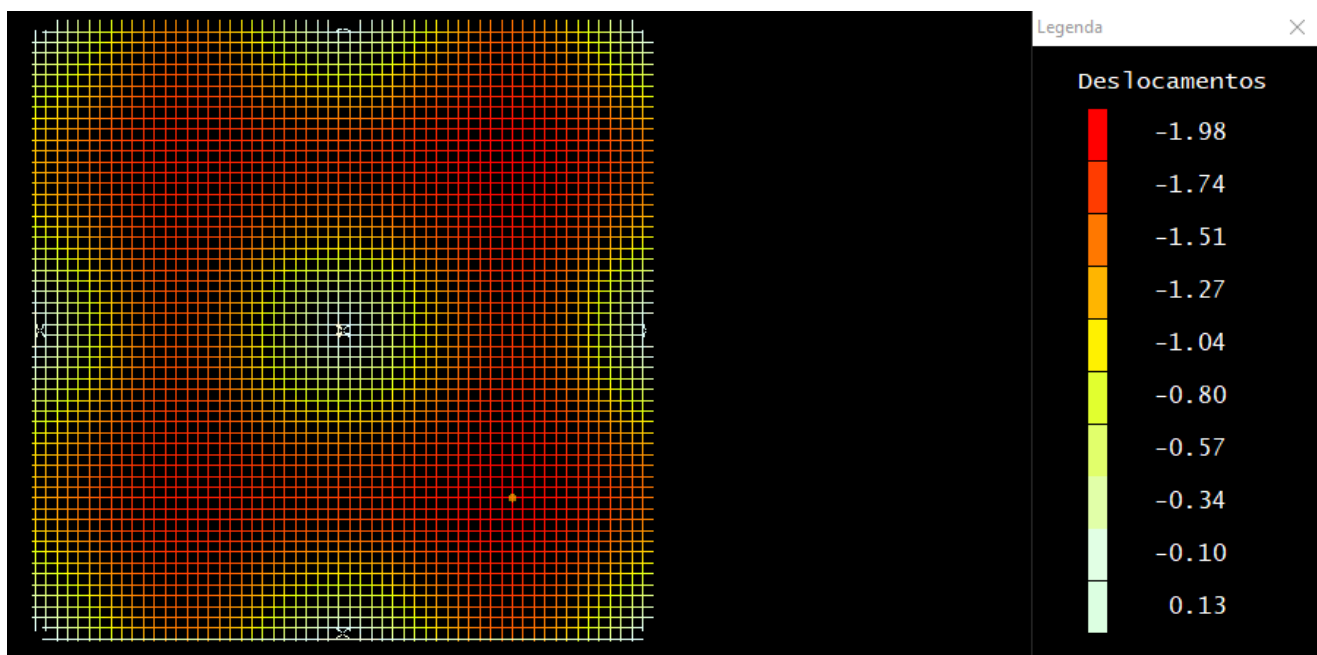
Tabela 9 – Fissuras na Laje

Seção	W sup. (mm)	W inf. (mm)	22	0.00	0.00
1	0.00	0.00	23	0.00	0.00
2	0.00	0.00	24	0.00	0.00
3	0.00	0.00	25	0.00	0.00
4	0.00	0.00	26	0.00	0.00
5	0.00	0.00	27	0.00	0.00
6	0.00	0.00	28	0.00	0.00
7	0.00	0.00	29	0.00	0.00
8	0.00	0.00	30	0.00	0.00
9	0.00	0.00	31	0.00	0.00
10	0.00	0.00	32	0.00	0.00
11	0.00	0.00	33	0.00	0.00
12	0.00	0.00	34	0.00	0.00
13	0.00	0.00	35	0.00	0.00
14	0.00	0.00	36	0.00	0.00
15	0.00	0.00	37	0.00	0.00
16	0.00	0.00	38	0.00	0.00
17	0.00	0.00	39	0.00	0.00
18	0.00	0.00	40	0.00	0.00
19	0.00	0.00	41	0.00	0.00
20	0.00	0.00	42	0.00	0.00
21	0.00	0.00			

Fonte: AUTORA (2018).

A verificação quanto aos deslocamentos, utilizando o limite de aceitação visual, $1/250 = 1000/250 = 4$ cm. Considerando os deslocamentos apresentados (Figura 35), a estrutura atende ao limite estabelecido.

Figura 35 – Deslocamentos na estrutura



Fonte: AUTORA (2018).

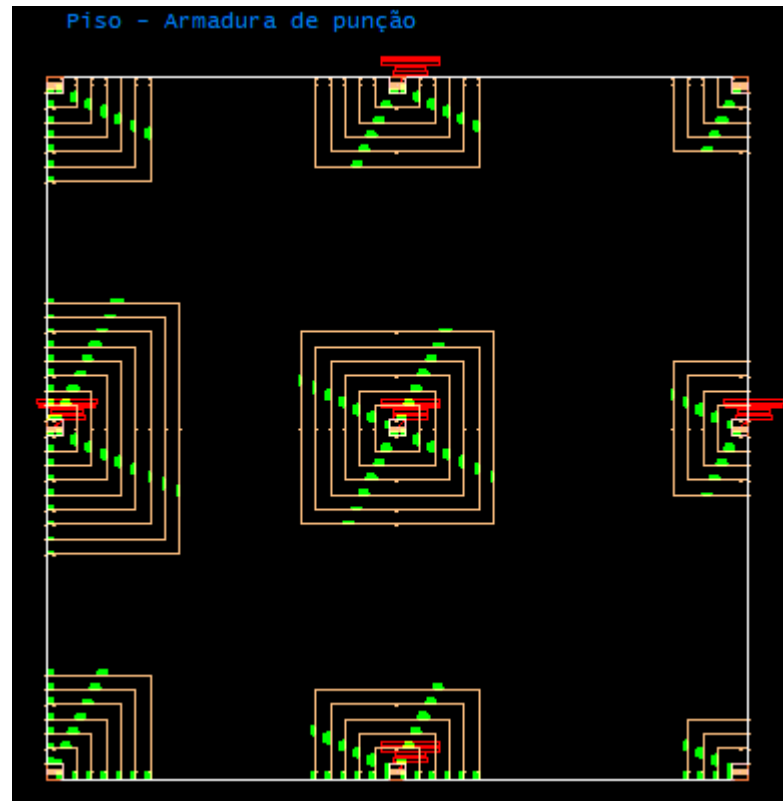
A armadura passiva necessária encontrada, na direção principal e na secundária, é de 5,26 cm²/m, conforme o relatório de dimensionamento das regiões de transferência de esforços, porém adotou-se a taxa de 6,28 cm²/m formando uma malha de barras com diâmetro de 10 mm a cada 12,5 cm de espaçamento. Para a armadura negativa, foi encontrado o mesmo valor nos relatórios de dimensionamento, sendo adotado também o valor de 6,28 cm²/m, barras de 10 mm de diâmetro a cada 12,5 cm. O detalhamento da armadura passiva encontra-se no volume complementar digital em anexo.

Assim, a estrutura encontra-se devidamente dimensionada à flexão, sendo necessário para completar o dimensionamento a verificação quanto ao puncionamento.

4.3 Puncção

A tensão de cisalhamento foi verificada nos contornos apresentados na Figura 36. Notou-se que a armadura existente na seção não garantia a ductilidade da estrutura, sendo necessário então o acréscimo de armadura de colapso progressivo nos pilares P2, P4, P5, P6 e P8.

Figura 36 - Faixas de tensão cisalhante verificadas no TQS



Fonte: AUTORA (2018)

Para cada pilar foi encontrada uma quantidade de armadura necessária para combater o colapso progressivo, conforme a Figura 37.

Figura 37 – Falta de armadura de combate ao colapso progressivo pilar P2



Fonte: AUTORA (2018)

A armadura necessária em cada pilar para garantir da ductilidade da estrutura, calculada conforme a Equação 23, é apresentada na Tabela 10. Segundo TQS (2018), para verificar se a armadura de flexão respeita esta condição, o editor de esforços e armaduras de lajes calcula a quantidade de armadura em cada direção. A armadura que deve ser acrescentada para combater o colapso progressivo é a diferença entre a armadura necessária e a existente.

Tabela 10 – Armadura existente e necessária nos pilares que faltam ACCP.

Pilar	Fsk (kN)	As exist (cm ²)	As nec. (cm ²)	ACCP (cm ²)
P2	467,1	9,46	19,33	9,87
P4	469,0	9,46	19,41	9,95
P5	1164,0	9,46	48,17	38,71
P6	402,8	9,46	16,67	7,21
P8	460,8	9,46	19,07	9,61

Fonte: AUTORA (2018).

Para diminuir a quantidade de armadura de combate ao colapso progressivo a ser colocada, decidiu-se aumentar a quantidade de armadura passiva positiva existente na laje de 6,28 cm²/m para 9,02 cm²/m, sendo colocada uma malha de barras de 12,5 mm de diâmetro com espaçamento de 12,5 cm. Assim, a armadura existente passou de 9,46 cm² para 16,24 cm², conforme Tabela 11.

Tabela 11 – Armadura sobre os pilares após modificação

Pilar	Fsk (kN)	As exist (cm ²)	As nec. (cm ²)	ACCP (cm ²)
P2	467,1	16,24	19,33	3,09
P4	469,0	16,24	19,41	3,17
P5	1164,0	16,24	48,17	31,93
P6	402,8	16,24	16,67	0,43
P8	460,8	16,24	19,07	2,83

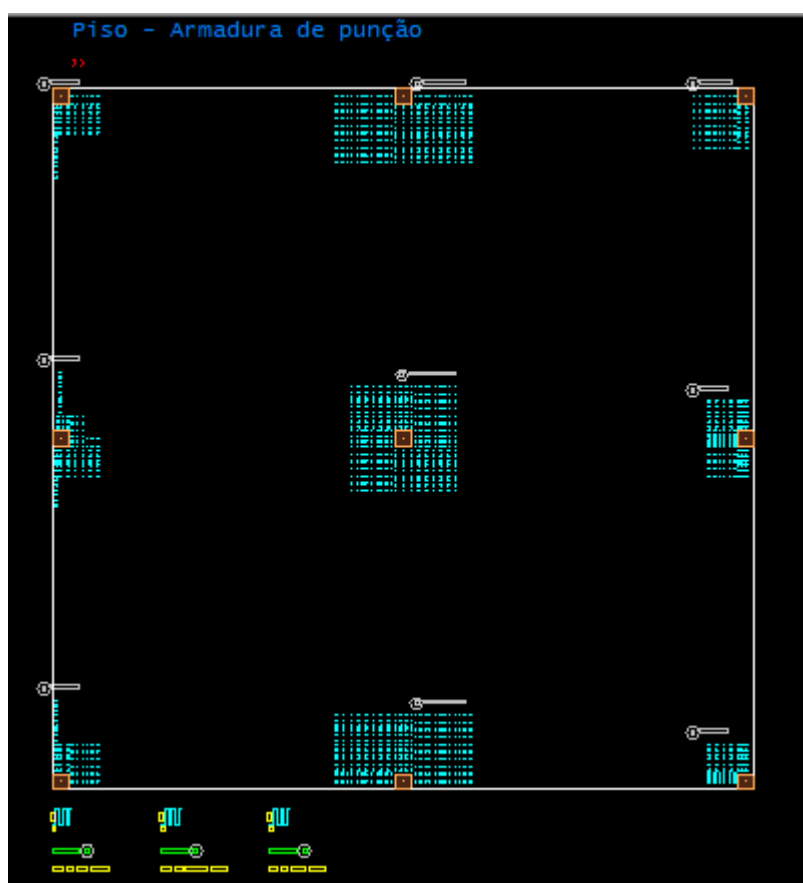
Fonte: AUTORA (2018).

Deste modo, para os pilares que demandam uma quantidade similar de armadura (os pilares P2, P4 e P8), assim como no pilar P6, adotou-se armadura de 6,3 mm de diâmetro com espaçamento de 15 cm para ser acrescentada à armadura existente sobre o pilar, somando 3,74 cm² de aço presente no contorno desses pilares. Como a armadura necessária para o pilar P5 era maior,

adotou-se barras de 16 mm de diâmetro com espaçamento de 10 cm, totalizando em 36,20 cm² de armadura para combate ao colapso progressivo.

A armadura de punção sugerida pelo programa apresentada na Figura 38 foi calculada para a primeira configuração de armadura passiva, em que faltava armadura de colapso progressivo. Com a nova configuração, a armadura de punção exigida diminuiria porem como a licença do programa expirou, impedindo a geração de um novo desenho, e a favor da segurança, será mantida a configuração inicial para a armadura de punção.

Figura 38 – Armadura de punção sugerida pelo TQS



Fonte: AUTORA (2018)

5 CONCLUSÃO

O modelo tradicional de construção, comumente adotado na região, com a utilização de lajes apoiadas em vigas pode não ser a melhor solução estrutural para uma edificação devido à falta de flexibilidade dos ambientes. Foi visto que as soluções em lajes lisas protendidas tem se mostrado cada vez mais competitivas, devido às inúmeras vantagens do sistema como aumento dos vãos e consequente diminuição do uso de pilares, redução de flechas e fissuração, aumento da flexibilidade do projeto arquitetônico.

É importante que o engenheiro esteja atento quanto ao processo de dimensionamento e às especificações e verificações exigidas pela norma técnica vigente no Brasil, a ABNT NBR 6118:2014, para garantir um bom dimensionamento da laje lisa em concreto protendido.

Em relação ao projeto proposto, mesmo garantindo as especificações exigidas por norma, houveram algumas dificuldades no dimensionamento.

Quanto ao dimensionamento da estrutura, houve uma certa dificuldade no processo para encontrar um arranjo adequado dos cabos de protensão, sendo necessárias muitas iterações para concluir o dimensionamento e a trajetória final dos cabos não apresentou a configuração ideal, com máxima excentricidade no meio dos vãos (mais próximo possível das fibras inferiores) e sobre os pilares intermediários (mais próximo possível das fibras superiores).

A estrutura trabalhada, quando comparado ao modelo semelhante apresentado por Mello (2005), porém com vãos menores (os vãos trabalhados por Mello foram de 8 metros), apresentou um aumento considerável na quantidade de armadura ativa. Isso comprova a teoria de que os vãos de lajes planas protendidas podem ser mantidos ou aumentados para 6 a 8 metros sem grandes traumas para a estrutura, porém em situações com vãos maiores a alteração pode gerar maiores impactos na quantidade de armadura demandada. Ainda assim, a utilização do sistema de lajes lisas protendidas para grandes vãos é mais viável que a utilização da estrutura em concreto armado.

Quanto ao funcionamento, foi observado que é imprescindível a verificação das tensões cisalhantes e da força cortante na estrutura. A ductilidade da estrutura deve ser verificada,

analisando a ruptura da compressão diagonal e tração diagonal, além de ver a necessidade de armadura de combate ao colapso progressivo e punção. Quando necessárias, as mesmas devem ser colocadas garantindo a devida ancoragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA FILHO, F. M. Estruturas de Pisos de Edifício com a Utilização de Cordoalhas Engraxadas. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos: USP. 2002. 284 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-14**: Building Code Requirements for Structural Concrete. Committee 318. Farmington Hills, MI. 2014. 524 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 435-R**: Controlo f Deflection in Concrete Structures. Committee 435. Farmington Hills, MI. 2000. 89 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

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

CARVALHO, R. C. **Estruturas em Concreto Protendido**: Cálculo e Detalhamento. Editora PINI. São Paulo, 2012. 430 p.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. Editora Interciência Brasília, 2005. 192 p.

TQS Informática LTDA. **Projeto de Lajes Protendidas**. Manual de utilização do usuário. 2018.

MELLO, A. L. V. **Cálculo de Lajes Lisas com Protensão Parcial e Limitada**. São Carlos: UFSCAR, 2005. 138 p.

PEREIRA, J. L. S. CARVALHO, R. G. LACERDA, I. G. ALVES NETO. E. S. CUNHA, M. APOSTILA **Concreto Protendido e Lajes Protendidas com Monocordoalha Engraxada**: Noções Gerais, Solução Estrutural e Correta Execução. 2005. 69 p.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos: USP, 2005.

PFEIL, W. **Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980.

SCHIMID, M. T. **Perdas da Força de Protensão**. Rudloff Industrial Ltda., 2ª ed. 1998.

Disponível em:

<http://www.rudloff.com.br/downloads/publicacao2_perdas_da_forca_de_protensao.pdf>.

Acesso em: 05 jun. 2018.

SOUZA, V. C. M. CUNHA, A. J. P. **Lajes em Concreto Armado e Protendido**, 2ª ed. Rio de Janeiro, 1998.

TQS, 2018. **Armadura contra o Colapso Progressivo**. Disponível em

<<http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/2-geral/350-armadura-contra-o-colapso-progressivo-accp>> Acesso em: 21 jun. 2018

VERÍSSIMO, G. S. CÉSAR, K.M.L. **Concreto protendido: perdas de protensão**. 4 ed.

Viçosa: UFV, 1998. Disponível em:

<<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol2.pdf>>. Acesso em: 13 jun. 2018