

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS APUCARANA

JOHANNES HOSP PORTO

**PROTENSÃO EM LAJES LISAS:
Análise e Dimensionamento**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

APUCARANA
2019

JOHANNES HOSP PORTO

**PROTENSÃO EM LAJES LISAS:
Análise e Dimensionamento**

Monografia apresentada como parte dos requisitos necessários para aprovação no componente curricular Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Aluno: Johannes Hosp Porto

Orientador: Prof. Dr. Elyson Andrew Pozo Liberati

APUCARANA

2019



Ministério da Educação
**Universidade Tecnológica Federal do
Paraná**
Câmpus Apucarana
COECI – Coordenação do Curso Superior
de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO
PROTENSÃO EM LAJES LISAS: Análise e Dimensionamento

por
Johannes Hosp Porto

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado aos 12 dias do mês de novembro às 13 horas e 30 minutos, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil, do Curso Superior em Engenharia Civil da UTFPR – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. O candidato foi arguido pela banca examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a banca examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Elyson Andrew Pozo Liberati – ORIENTADOR

Prof. Dra. Silvia Paula Sossai Altoé – EXAMINADORA

Prof. Dr. Luiz Antonio Farani de Souza – EXAMINADOR

A todos aqueles de alguma forma estiveram e estão próximos de mim ao longo dessa caminhada, apoiando e incentivando cada passo de minha jornada e fazendo a vida valer cada vez mais a pena.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que sempre esteve presente em todas minhas decisões, que iluminou meu caminho, guiou minhas escolhas e fez surgir as oportunidades que me conduziram até aqui. Obrigado por me proteger quando necessário, fortalecer-me em momentos difíceis e permitir todas as conquistas que alcancei até hoje.

Aos meus pais Eduard e Ana Maria, primeiramente pela educação dada a seus filhos, por ensinar-nos a sermos honestos, dignos, respeitosos, esforçados e mais do que tudo, por ensinar-nos que a vida é baseada no amor, não só aos familiares e amigos, mas a todos que cruzam nosso caminho. Obrigado por todo apoio nesses anos de luta, pela compreensão e pela paciência, não só durante minha formação, mas por toda a vida. Vocês são meus exemplos, minhas inspirações e meus orgulhos. Só tenho a agradecer a Deus por fazerem parte de minha vida, vocês são e sempre serão meu bem maior e serei eternamente grato a vocês.

Agradeço a meu irmão Lucien, que apesar de brigarmos muito como dois bons irmãos, sempre será motivo de orgulho para mim e sempre poderá contar comigo. Saiba, que independente de suas decisões, estarei contigo irmão, para apoiar quando for preciso.

A meu orientador, professor, tutor e amigo, Elyson Andrew Pozo Liberati, que desde o começo de minha graduação foi um incentivo para a minha escolha de seguir a área de estruturas. Agradeço todo o auxílio no presente trabalho, as oportunidades, paciência, conselhos e por toda contribuição em minha formação.

Aos amigos e colegas que a graduação me proporcionou. Passamos por muitas coisas juntos, muitos momentos difíceis, de pressão, trabalhos, provas e afins, mas que juntos conseguimos superar, com a ajuda um do outro, com o apoio e incentivo sempre que necessário.

Aos meus amigos de longa data, os quais conheci mesmo antes de ingressar nesta jornada, e apesar de não estarmos tão próximos esses anos, nunca perdemos contato e nossa amizade nunca diminuiu por isso. Agradeço por todos esses anos de amizade, pelo apoio e incentivo, mesmo antes do meu ingresso na graduação.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná por todo o suporte e estrutura oferecida em minha formação profissional, superando minhas expectativas com qualidade de ensino.

À TQS por disponibilizar uma licença profissional completa de uso educacional de seu software para o desenvolvimento do presente trabalho.

A cada um dos professores que cruzaram minha longa jornada, se mostrando sempre pacientes, com muito zelo, dedicação e carinho. Seria impossível citar todos, mas saiba que cada um de vocês têm uma grande importância para mim e serão para sempre lembrados.

Eu não sabia se conseguiria terminar a corrida,
mas sabia que poderia dar mais um passo. Eu o
fiz. Então, dei mais um, e mais um, e mais um.

Algumas horas mais tarde, quando vi o sol
nascer, havia terminado a corrida.

Al Horner

RESUMO

O sistema de lajes lisas protendidas vem se destacando cada vez mais no cenário atual da construção civil, devido a suas diversas vantagens do ponto de vista estrutural e arquitetônico, levando assim diversas empresas e profissionais a se interessarem pelo assunto. A complexidade no tema se dá principalmente no dimensionamento da estrutura à punção, já que esse esforço representa a principal desvantagem das lajes lisas em geral. O objetivo deste trabalho é realizar o dimensionamento de uma laje lisa protendida de uma edificação destinada a realização de eventos. Além disso, o seu comportamento estrutural será analisado e comparado com o mesmo sistema dimensionado em concreto armado. Para isso, os procedimentos para o dimensionamento e detalhamento da estrutura em estudo serão realizados por meio do *software* TQS e a comparação entre os sistemas protendido e concreto armado será realizada em termos de esforços, deslocamentos e áreas de armaduras calculadas. Os resultados das análises indicaram a real contribuição da protensão nas lajes lisas, como sua influência é positiva em diferentes aspectos, resultando em armaduras menos robustas e esforços de menor intensidade. Pode-se, assim, afirmar que a protensão tem efeito favorável no dimensionamento das lajes lisas e combate eficazmente a punção nas regiões protendidas.

Palavras-chave: laje lisa, laje protendida, concreto protendido, punção.

ABSTRACT

The prestressed flat slab system has been increasingly highlighted in the current scenario of civil construction, due to its various advantages from the structural and architectural point of view, thus leading several companies and professionals to be interested in the subject. The complexity of the theme is mainly due to the design of the puncture structure, as these efforts represent the main disadvantage of flat slabs in general. The objective of this work is to design a prestressed flat slab of an event building. In addition, its structural behavior will be analyzed and compared with the same reinforced concrete dimensioned system. For this, the procedures for sizing and detailing of the structure under study will be performed using the TQS software and the comparison between prestressed and reinforced concrete systems will be performed in terms of stresses, displacements and calculated reinforcement areas. The results of the analyzes indicated the real contribution of prestressing in the flat slabs, as its influence is positive in different aspects, resulting in less robust reinforcement and lower stress. It can thus be stated that prestressing has a favorable effect on the sizing of flat slabs and effectively fights puncture in the prestressed regions.

Keywords: flat slab, prestressed slab, prestressed concrete, puncture.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema estrutural da laje lisa.....	17
Figura 2: Ruptura por punção.....	18
Figura 3: Tipos de lajes lisas.....	18
Figura 4: Ruínas do desabamento.....	19
Figura 5: Mapa de fissuração da laje.....	20
Figura 6: Exemplo de estrutura protendida.....	22
Figura 7: Sistema de pré-tração de vigas pré-moldadas.....	23
Figura 8: Purgador conectado à bainha metálica.....	24
Figura 9: Esquema de distribuição dos purgadores.....	24
Figura 10: Cordoalha engraxada e plastificada.....	25
Figura 11: Tipos de cordoalha.....	28
Figura 12: Dispositivo de Ancoragem.....	29
Figura 13: Distribuição das tensões na ancoragem.....	29
Figura 14: Armadura de fretagem.....	30
Figura 15: Representação das tensões transversais (σ_x).....	30
Figura 16: Distribuição dos cabos as lajes.....	31
Figura 17: Desvio angular do cabo.....	33
Figura 18: Fluxograma de dimensionamento.....	39
Figura 19: Tipos de lajes protendidas.....	40
Figura 20: Superfície crítica C'.....	41
Figura 21: Disposição da armadura de punção e superfície crítica C''.....	42
Figura 22: Planta baixa.....	45
Figura 23: Planta de Formas (unidades em cm).....	51
Figura 24: RPUs 01 a 03.....	52
Figura 25: RPU 04.....	53
Figura 26: Diagrama de momentos fletores nas RPUs 01 a 03.....	54
Figura 27: Diagrama de momentos fletores nas RPUs 04.....	54
Figura 28: Faixas de Punção.....	55
Figura 29: Detalhe faixa de punção.....	56
Figura 30: Perfil cabos RPUs 01 e 03.....	57
Figura 31: Perfil cabos RPU 02.....	57
Figura 32: Perfil cabos RPU 04.....	57

Figura 33: Distribuição dos cabos RPU's.....	58
Figura 34: Tensões nas fibras superiores RPU's 01 e 03.....	60
Figura 35: Tensões nas fibras inferiores RPU's 01 e 03.....	60
Figura 36: Tensões nas fibras inferiores RPU 02.....	61
Figura 37: Tensões nas fibras inferiores RPU 02.....	61
Figura 38: Tensões nas fibras inferiores RPU 04.....	62
Figura 39: Tensões nas fibras inferiores RPU 04.....	62
Figura 40: Armaduras de cisalhamento do tipo stud.....	63
Figura 41: Detalhes das armaduras de cisalhamento do tipo stud.....	63
Figura 42: Armaduras negativas principais.....	65
Figura 43: Detalhe das armaduras negativas principais.....	65
Figura 44: Armaduras negativas secundárias.....	66
Figura 45: Detalhe das armaduras negativas secundárias.....	66
Figura 46: Deslocamentos verticais.....	68
Figura 47: Detalhamento cabos 01 ao 18.....	70
Figura 48: Detalhamento cabos 19 ao 37.....	71
Figura 49: Deslocamentos verticais laje protendida (h = 16 cm).....	74
Figura 50: Deslocamentos verticais laje em concreto armado (h = 16 cm).....	74
Figura 51: Seção transversal da laje (unidades em cm).....	76
Figura 52: Detalhes studs.....	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Níveis de protensão	26
Tabela 2 - Coeficientes de atrito.....	33
Tabela 3 – Resumo das cargas.....	49
Tabela 4 – Armadura de punção.....	64
Tabela 5 – Perdas de Protensão	67
Tabela 6 – Ângulos de desvio.....	78
Tabela 7 – Perdas por atrito.....	79

LISTA DE SÍMBOLOS GREGOS

α	Ângulo de desvio	31
α_E	Razão entre módulos de elasticidade do aço e do concreto	30
β_a	Coefficiente de armadura de punção	41
β_s	Coefficiente de retração no instante considerado	33
γ	Coefficiente de umidade do ambiente	33
δ	Acomodação	32
$\Delta\sigma_p$	Varição média da tensão perdida	30
$\Delta\sigma_{pr}$	Perda de tensão por relaxação da armadura	35
$\Delta t_{ef,i}$	Período em que a temperatura média é constante	33
ΔP	Força perdida de protensão	31
ΔP_1	Parcela de perda absorvida pela acomodação	32
ε_{cs}	Deformação específica por retração do concreto	33
$\varepsilon_{cs\infty}$	Coefficiente que leva em conta a umidade do ambiente e altura fictícia da peça	33
ε_{cc}	Deformação específica devido a fluência	34
θ	Ângulo do eixo da armadura de punção com o plano da laje	41
μ	Coefficiente de atrito	31
ρ	Taxa geométrica de armadura média	41
σ_c	Tensão no concreto	34
σ_{cp}	Tensão inicial no concreto ao nível do centro de gravidade da armadura de protensão	30
σ_{cg}	Tensão no mesmo ponto, devida à carga permanente mobilizada pela protensão	30
σ_{pi}	Tensão mobilizada pela protensão	35
τ_{Rd1}	Tensão de cisalhamento resistente na superfície C'	41
τ_{Rd2}	Tensão de cisalhamento resistente na superfície C	40
τ_{Sd}	Tensão de cisalhamento solicitante	40
φ	Coefficiente de fluência	34
ψ	Coefficiente de relaxação	35
ψ_{1000}	Relaxação após 1000h	35

LISTA DE SÍMBOLOS ROMANOS

A_c	Área da seção transversal de concreto	33
A_p	Área de armadura ativa	32
A_{sw}	Área de armadura de punção	41
d	Altura útil média da laje	40
E_{c28}	Módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias	34
E_p	Módulo de elasticidade do aço	32
f_{cd}	Resistencia de projeto à compressão do concreto	40
f_{ck}	Resistencia característica à compressão do concreto	40
f_{ywd}	Resistência de cálculo da armadura de punção	41
F_{Sd}	Força de cisalhamento solicitante	40
h_{fic}	Altura fictícia do elemento estrutural	33
k	Coefficiente de perda por metro	31
M_{sd1}	Diferença positiva entre o momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre do pilar e o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido	43
M_{sd2}	Momento de cálculo paralelo à borda livre do pilar	43
n	Número de cabos de protensão	30
P_i	Força inicial de protensão	31
s_r	Espaçamento radial entre armaduras de punção	41
t	Idade fictícia	33
T_i	Temperatura média do ambiente	33
u	Perímetro crítico	40
u_{ar}	Perímetro em contato com o ar	33
W_{p1}	Módulo de resistência plástica perpendicular à bora livre para o perímetro u	43
W_{p2}	Módulo de resistência plástica paralela à bora livre para o perímetro u	43
x	Abscissa do cabo	31

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Justificativa	19
1.2 Objetivos.....	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.2 Protensão	22
2.2.1 Sistemas de protensão.....	22
2.2.1.1 Pré-tração.....	23
2.2.1.2 Pós-tração com aderência	23
2.2.1.3 Pós-tração sem aderência	24
2.2.2 Níveis de protensão	25
2.2.3 Tipos de cordoalhas e aços de protensão.....	27
2.2.4 Ancoragem na pós-tensão não aderente	28
2.2.5 Distribuição dos cabos de protensão	30
2.2.6 Perdas de protensão	31
2.2.6.1 Perdas por encurtamento elástico do concreto	32
2.2.6.2 Perdas por atrito.....	32
2.2.6.3 Perdas devido à ancoragem	34
2.2.6.4 Perdas devido à retração do concreto	34
2.2.6.5 Perdas devido à fluência do concreto	36
2.2.6.6 Perdas devido à relaxação do aço	36
2.2.7 Dimensionamento e verificação das lajes lisas.....	37
2.2.7.1 Hipóteses básicas de dimensionamento.....	37
2.2.7.2 Dimensionamento para o ELS.....	38
2.2.7 Lajes protendidas	40
2.3 Punção	41
3 METODOLOGIA.....	44
3.1 Projeto arquitetônico.....	44
3.2 Características do projeto estrutural.....	46
3.3 Levantamento de cargas	46
3.4 Dimensionamento da laje lisa	47
3.5 Simulação via TQS	47
4 ANÁLISE COMPUTACIONAL VIA TQS	48
4.1 Definição dos Carregamentos.....	48
4.2 Dados da edificação	50
4.3 Lançamento estrutural.....	50

4.4	Processamento e transferência dos esforços	51
4.4.1	Definição das RPU.....	51
4.5	Diagramas de esforços e perfil do cabo	53
4.5.1	Momentos Fletores	53
4.5.2	Faixas de punção	54
4.5.3	Perfil dos cabos.....	56
4.6	Verificação das tensões	59
4.7	Armaduras de cisalhamento e de fretagem	62
4.8	Armadura passiva e controle de fissuras	64
4.9	Análise das perdas de protensão	67
4.10	Verificação das flechas	67
4.11	Detalhamento dos cabos	68
5	ANÁLISE COMPARATIVA	72
5.1	Armaduras Passivas	72
5.2	<i>Studs</i>	73
5.3	Deslocamentos	73
6	VERIFICAÇÕES ANALÍTICAS	75
6.1	Perdas de Protensão	75
6.1.1	Encurtamento elástico do concreto.....	76
6.1.2	Atrito.....	77
6.1.3	Acomodação de ancoragem.....	80
6.1.4	Retração do concreto	81
6.1.5	Fluência do concreto.....	82
6.1.6	Relaxação do aço	83
6.2	Punção	84
6.2.1	Pilar P22 (central).....	85
6.2.2	Pilar P09 (borda).....	90
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
7.1	Conclusões	95
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	97
	REFERÊNCIAS	98

1 INTRODUÇÃO

O concreto protendido, apesar de ser um processo construtivo pouco usado quando comparado com o concreto armado, não é um processo recente. Relatos históricos indicam que a primeira utilização de estruturas protendidas datam do século XIX, em meados do ano de 1872, quando foram utilizados tirantes pré-tensionados na construção de vigas e arcos. Ao longo dos anos houve uma gradativa evolução dessa tecnologia, o que até então era limitada pela não existência de aços de alta resistência, ocasionando grandes perdas de tensão na estrutura (NAAMAN, 2004).

A partir do ano de 1928 Eugene Freyssinet, um dos maiores nomes do concreto protendido, foi responsável por introduzir aços de alta resistência nos elementos protendidos, tornando o processo mais eficiente já que as perdas se tornaram bem menos significativas. A tecnologia foi sendo cada vez mais aperfeiçoada, com diferentes sistemas e tipos de aplicação, até atingir o patamar atual, em que pode ser utilizado em qualquer estrutura e é capaz de solucionar os maiores desafios da engenharia (NAWY, 2009).

Os procedimentos para o dimensionamento e verificação das estruturas de concreto armado e protendido estão pautados na norma NBR 6118 (ABNT, 2014). De acordo com Carvalho (2017), mesmo as armaduras previstas para as estruturas de concreto armado e protendido serem solicitadas de forma diferentes quanto ao pré-tensionamento, ambas as estruturas possuem o mesmo princípio de funcionamento, sendo que o concreto protendido constitui um avanço tecnológico em termos de resistência, tanto para o concreto quanto para o aço.

A utilização de estruturas protendidas traz inúmeras vantagens sob ponto de vista estrutural e arquitetônico. Grande parte dos projetos arquitetônicos da atualidade buscam por obras mais ousadas, criando vãos de grandes dimensões e limitando a seção transversal dos elementos estruturais. Muitas vezes, as estruturas convencionais de concreto armado não são capazes de atender tais exigências, já que seria necessário a utilização de elementos com grandes dimensões para solucionar o problema. Desta forma, para casos em que o concreto armado não é estruturalmente ou economicamente eficaz, dispõe-se da tecnologia do concreto protendido. Essa é capaz de vencer grandes vãos com elementos mais esbeltos, além de fazer o controle de fissuração da peça e garantir maior durabilidade à estrutura (GILBERT, MICKLEBOROUGH e RANZI, 2017).

Com o crescimento das obras e o desenvolvimento constante da construção civil surge o desejo ainda maior de se ocultar a estrutura na arquitetura, com obras cada vez mais refinadas.

Desta forma, a engenharia civil se vê obrigada a buscar por sistemas estruturais alternativos e processos executivos mais avançados. Como forma de suprir a necessidade estética do mercado e garantir a segurança estrutural da edificação, surge o sistema estrutural constituído por lajes lisas que, diferentemente do sistema convencional, dispensam a utilização de vigas, ou seja, a laje se apoia diretamente sobre os pilares (CUNHA e SOUZA, 1998). Na Figura 1 pode-se observar um exemplo da configuração de uma laje lisa.

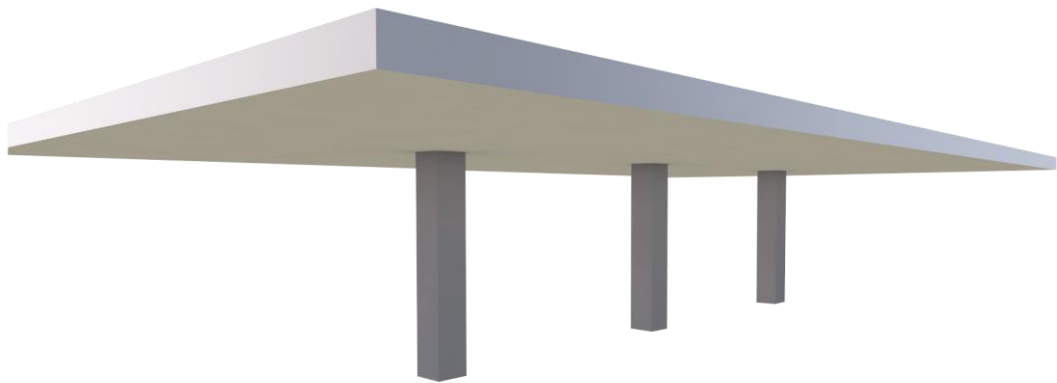


Figura 1: Esquema estrutural da laje lisa

Fonte: Arquivo Pessoal.

Segundo Trauwein (2006) a utilização deste sistema estrutural cresceu muito nos últimos anos, principalmente devido a sua simplicidade de execução, economia de tempo, flexibilização do *layout* e pelo fato de ser esteticamente agradável. Entretanto, apesar das vantagens citadas anteriormente em relação ao sistema estrutural convencional, esse sistema apresenta algumas desvantagens que devem ser contornadas. Pode-se destacar principalmente a punção, decorrente dos grandes esforços de cisalhamento que surgem da ligação laje-pilar, além da redução da estabilidade global da edificação.

O fenômeno da punção é caracterizado pela transferência de esforços concentrados dos pilares nas lajes. No contato entre estes elementos estruturais surgem tensões cisalhantes de grande intensidade e, por meio dessas tensões, ocorre o desenvolvimento de fissuras no entorno do pilar e que se propagam por linhas de ruptura, até causar a falha do elemento estrutural através de uma ruptura frágil (LOURENÇO, 2018). Na Figura 2 é possível observar a ruptura típica por punção.

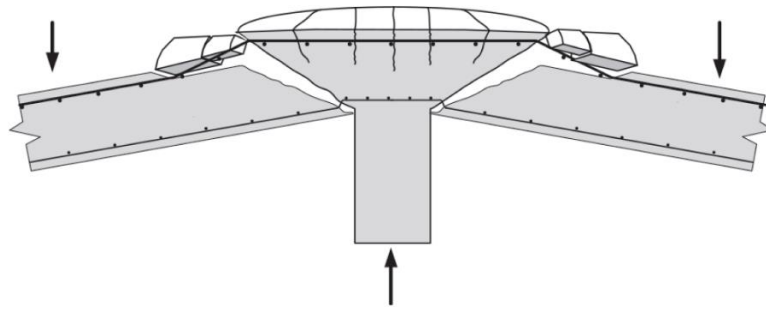
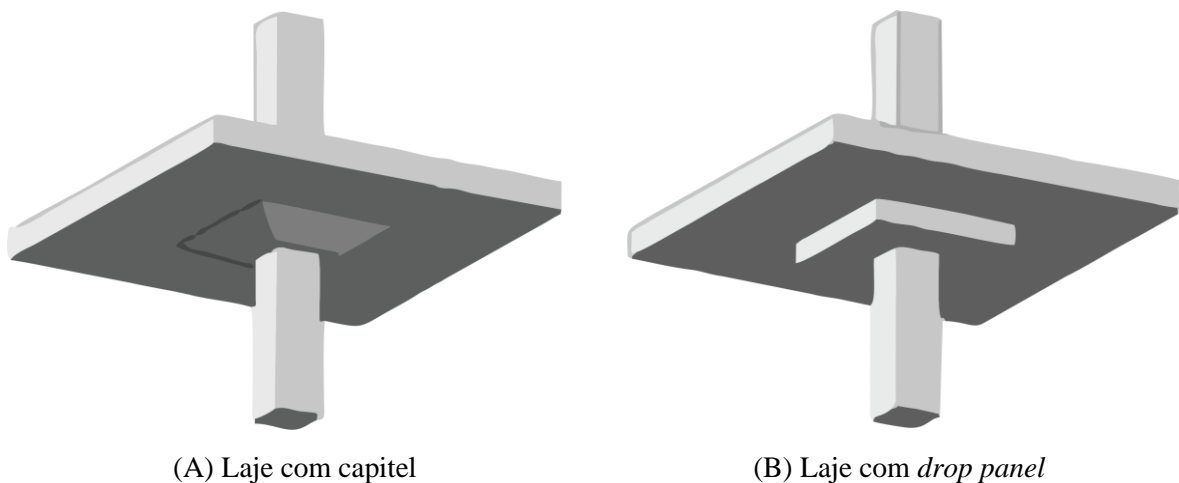


Figura 2: Ruptura por punção

Fonte: Adaptado de BARTOLAC, DAMJANOVIC e DUVNJAK (2015).

Uma das formas de se combater o efeito da punção em lajes lisas é aumentar a rigidez na região da ligação laje-pilar, por meio da utilização de capitéis ou do *drop panels*. Os capitéis correspondem a um acréscimo na área da seção transversal do pilar na região de contato e o *drop panel* a um aumento da espessura da laje na mesma região (MELGES, 1995). Ambas as técnicas são eficientes, mas possuem a desvantagem de promover uma alteração na arquitetura. Essas podem ser visualizadas na Figura 3.



(A) Laje com capitel

(B) Laje com *drop panel*

Figura 3: Tipos de lajes lisas

Fonte: Adaptado de SANTOS *et al.* (2014).

Como forma de aumentar a resistência à punção das lajes e ao mesmo tempo não alterar a arquitetura, pode-se realizar a protensão destas lajes. Em seu trabalho Lin (1966) propõe que a utilização dos traçados curvos nos cabos de protensão geram um acréscimo à resistência ao puncionamento. Além disso, a compressão atua no combate à fissuração que, em conjunto com a distribuição mais eficiente dos esforços, auxilia na redução das tensões de tração nas proximidades do pilar.

Entretanto, Lin (1966), ainda afirma que a protensão é uma técnica que deve ser executada com extrema precisão, sendo necessário conhecer todos os esforços envolvidos no elemento protendido. No caso de lajes lisas protendidas, apesar da protensão ser favorável ao combate à punção, deve-se avaliar o efeito inverso, ou seja, a influência que a punção exerce sobre a protensão para todas etapas de execução e vida útil da peça.

Os estudos relacionados à ligação laje-pilar vêm crescendo ao longo dos anos, inclusive com a consideração do efeito da protensão. Em suma, novos estudos sobre os efeitos associados de punção e protensão de lajes lisas vêm a contribuir para melhor compreensão acerca da interação dos dois sistemas. Ao longo desse trabalho será abordado os benefícios e malefícios de se utilizar tais sistemas em conjunto, para assim garantir a excelência do projeto e segurança estrutural.

1.1 Justificativa

No dia de 19 de julho de 2016 o edifício Grand Parc, localizado na cidade de Vitória (Espírito Santo), sofreu colapso em parte de sua estrutura. A área de lazer do edifício ruiu completamente. O acidente causou enormes perdas materiais aos moradores e ao condomínio, além de ser responsável pela morte de um dos funcionários do prédio. Na Figura 4 pode-se observar parte da estrutura que sofreu o colapso.



Figura 4: Ruínas do desabamento
Fonte: SÁ (2017).

Na superestrutura desse edifício, por sua vez, foi utilizado o sistema de lajes lisas protendidas. O laudo pericial do acidente concluiu que o desabamento foi ocasionado pelo processo de infiltração que, ao atingir as armaduras ativas da estrutura, ocasionou a corrosão e consequente rompimento dos cabos de protensão (FIGUEREDO, 2016). Além do rompimento desses cabos, os laudos concluíram que a estrutura estava subdimensionada, com falta de

armadura ativa e com cabos posicionados incorretamente. A combinação de todos esses fatores levou à estrutura a um estado crítico de carregamentos para a qual não foi projetada, ocasionando assim a ruína da edificação por punção (SÁ, 2017). Na Figura 5 pode-se observar as trincas característica da punção.

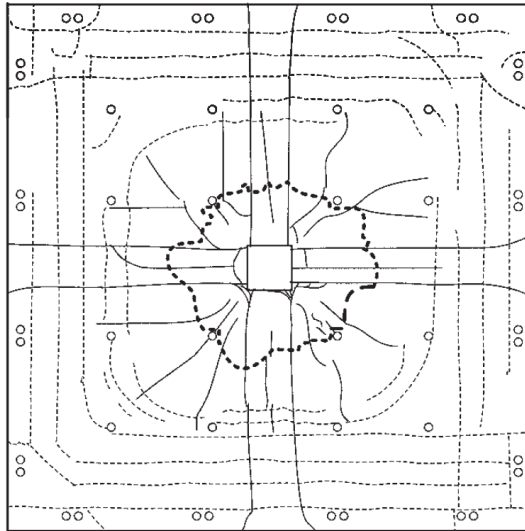


Figura 5: Mapa de fissuração da laje
Fonte: CHOI e KIM (2012).

Diante disso, fica evidente que as lajes lisas protendidas não podem ser executadas sem uma rigorosa fiscalização e sem um projeto de qualidade. Como a utilização desse sistema estrutural vem crescendo cada vez mais na construção civil e acidentes envolvendo estas lajes vêm se tornando cada vez mais recorrentes, este trabalho foi desenvolvido como forma de contribuir com o estudo desse sistema estrutural e compreender a associação dos fenômenos da protensão e punção. Além disso, pretende-se fornecer um material de consulta e estudo para estudantes e projetistas em início de carreira, que desejam direta ou indiretamente atuar nessa área desse estudo.

1.2 Objetivos

O objetivo do presente trabalho é de realizar o dimensionamento de uma laje lisa protendida e avaliar o efeito da punção na ligação laje-pilar, a fim de compreender como o fenômeno da punção pode afetar a protensão.

Como objetivos específicos, destacam-se:

- a) Dimensionar o sistema estrutural constituído por laje lisa em concreto armado e em concreto protendido do projeto em estudo no *software* TQS;

- b) Verificar o comportamento estrutural em relação aos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS), de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014);
- c) Calcular manualmente as perdas de protensão e realizar as verificações de punção em pilares distintos;
- d) Comparar os resultados obtidos por meio do cálculo manual e do cálculo realizado computacionalmente;
- e) Comparar a diferença de desempenho do sistema em concreto armado e protendido.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os principais itens de interesse no que se diz respeito à protensão de lajes lisas, englobando todos os aspectos construtivos do sistema e todas as verificações necessárias para punção e protensão. Também será apresentado um resumo dos autores mais relevantes que desenvolveram seus estudos no tema em questão.

É conhecido que os estudos de lajes lisas protendidas são desenvolvidos desde antes do início do século XXI. Melges (1995) desenvolveu seus primeiros estudos através de análises experimentais, comparando seus resultados com os dois códigos base da época: NB 1 (ABNT, 1994) e CEB 90 (TELFORD, 1990). O autor concluiu que apesar da ruptura por punção ser do tipo frágil, a utilização da armadura de cisalhamento garante um aumento de resistência e, além disso, um acréscimo na ductilidade do elemento estrutural.

No ano seguinte, Cauduro (1996) pesquisou sobre a utilização de cordoalhas engraxadas na protensão de lajes lisas e apresentou resumidamente em seu trabalho o funcionamento do processo de protensão. O autor constatou que a utilização das monocordoalhas engraxadas vem crescendo constantemente e que em breve ocuparia um cenário de destaque na construção civil.

Posteriormente, Oliveira (2008) realizou ensaios experimentais com oito modelos, avaliando a ligação entre a laje e o pilar. Por meio destes, o autor esperava compreender melhor a influência dos esforços atuantes na peça, bem como do nível de protensão avaliado em função da resistência a punção da peça.

Gomes (2010) realizou novos ensaios experimentais, com um total de dezesseis modelos, buscando avaliar a influência da relação entre os esforços fletores e cortantes, da geometria do pilar e da laje, além do nível de protensão. Através das análises, o autor determinou vários dados do comportamento das lajes, destacando a variação da força de protensão, as deformações das armaduras e deflexões verticais da estrutura.

Recentemente Oliveira (2013) desenvolveu ensaios experimentais com lajes armadas, aplicando sobre elas um carregamento simétrico e excêntrico. Os resultados coletados foram utilizados como base para verificar a o desempenho das normas que regem as verificações de punção, de modo a analisar se o comportamento prático está bem descrito por estas normas.

Alguns anos depois, Liberati (2019), desenvolveu seu estudo por meio de uma análise de confiabilidade de lajes lisas de concreto armado submetidas a punção. O estudo foi realizado com base no ensaio de nove lajes lisas quadrados com 180 cm de lado e espessura de 13 cm, a fim de se verificar seu comportamento estrutural com ou sem a presença de aberturas.

Espera-se que nos próximos anos o interesse pelo tema cresça ainda mais e cada vez mais novos estudos sejam desenvolvidos nessa área, por diversos autores nacionais e internacionais.

2.2 Protensão

Neste item será abordado todo o processo de protensão, seus diferentes tipos, sistemas e as principais variáveis que envolvem o dimensionamento e a verificação de uma estrutura protendida. Na Figura 6 visualiza-se um exemplo de estrutura protendida.



Figura 6: Exemplo de estrutura protendida
Fonte: RUDLOFF (2015).

2.2.1 Sistemas de protensão

Os sistemas de protensão são classificados de acordo com a aderência e a forma como os esforços são transferidos do aço para o concreto, caracterizando dois processos construtivos distintos: a pré-tração e a pós-tração. Este último processo divide-se ainda em dois sistemas diferentes, a pós-tração aderente e a pós-tração não-aderente (CHOLFE e BONILHA, 2013).

2.2.1.1 Pré-tração

A pré-tração ou também denominada de protensão com aderência inicial, é um sistema muito utilizado na protensão de elementos pré-moldados. Nesse sistema, o pré-alongamento dos cabos é realizado antes da concretagem da peça, os cabos são alongados até atingirem a tensão de projeto. Mantendo-os tensionados, realiza-se então a concretagem da peça. Geralmente é utilizado um concreto de alta resistência inicial (ARI), para ser capaz de resistir aos esforços da protensão nas idades iniciais do concreto. Quando o concreto atinge essa resistência, libera-se os cabos do macaco de protensão, transferindo os esforços diretamente para o concreto através do atrito com a armadura ativa (RAJU, 2007). Na Figura 7 pode-se observar o sistema padrão de protensão para estruturas pré-moldadas.

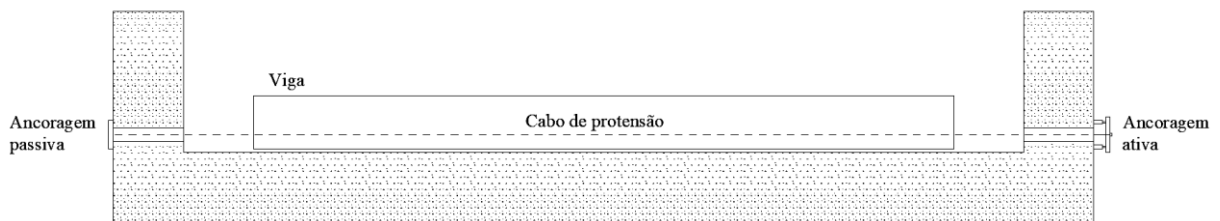


Figura 7: Sistema de pré-tração de vigas pré-moldadas

Fonte: Adaptado de RAJU (2007).

2.2.1.2 Pós-tração com aderência

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), pós-tração com aderência é a protensão cujo pré-alongamento da armadura ativa é realizado após a concretagem e cura da peça, sendo utilizadas como apoio partes do elemento estrutural. Nesse processo, cria-se a aderência através da injeção de uma nata de cimento no interior das bainhas, que se encontra em contato com os cabos de protensão. Este tipo de protensão também é denominado de pós-tensão com aderência posterior, já que a aderência entre a armadura e o concreto ocorre apenas após o preenchimento da bainha. Cholfé e Bonilha (2013) afirmam que este tipo de protensão tem grande aplicação em diversas obras da construção civil, de médio e grande porte, sendo essencialmente moldada e desenvolvida *in loco*.

A injeção da nata de cimento nas bainhas ocorre através de purgadores. Esses correspondem a uma chapa metálica com um pequeno tubo plástico, acoplada à bainha, que conecta a mangueira externa à bainha, para fazer a inserção da pasta de cimento e promover a

aderência da armadura ativa à bainha corrugada (CAUDURO, 1996). Na Figura 8 observa-se um purgador acoplado à bainha.



Figura 8: Purgador conectado à bainha metálica
Fonte: COPLAS (2019).

Cauduro (1996) ainda propõe que os purgadores devem ser posicionados nas extremidades dos cabos e, no interior da peça, pelo menos a cada 20 metros, como observado na Figura 9.

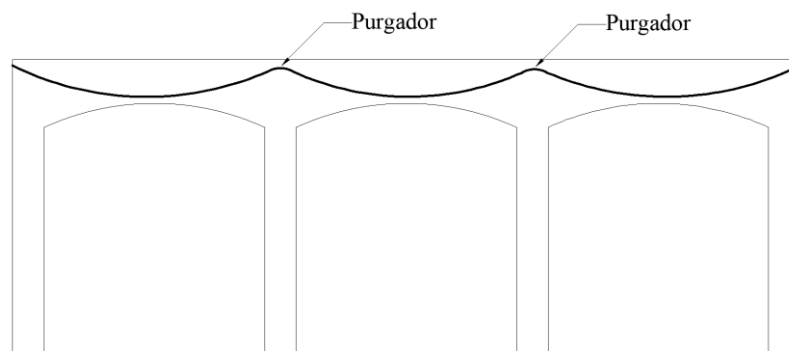


Figura 9: Esquema de distribuição dos purgadores
Fonte: Adaptado de CAUDURO (1997).

2.2.1.3 Pós-tração sem aderência

No sistema de pós-tração sem aderência, a protensão também é realizada após a concretagem e quando alcançada a resistência ideal da peça, mas, diferente da pós-tensão com aderência, não ocorre a injeção da nata de cimento na bainha metálica. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pontos de aderência entre a armadura ativa e o concreto são localizados, ou seja, a transmissão de esforços ocorre apenas em pontos específicos da peça.

Na protensão não aderente, é comum a utilização das cordoalhas engraxadas. Estas cordoalhas são envolvidas com uma capa plástica especial em PEAD¹, a fim de garantir que não haja contato com o concreto. Entre a capa e a cordoalha, aplica-se uma graxa especial que tem como principal objetivo garantir o baixo atrito com a capa e fazer a proteção da armadura contra a corrosão (CAUDURO, 1996).

Carvalho (2017) destaca que, apesar da utilização das cordoalhas engraxadas tornar o processo de protensão mais simples, deve-se atentar que o desempenho destas em serviço é um pouco inferior ao do sistema aderente. Além disso, é importante considerar que a falha do elemento estrutural nesse sistema, seja por rompimento do cabo ou ruptura da ancoragem, anula completamente o efeito da protensão na estrutura. Na Figura 10 é mostrada a constituição de camadas das cordoalhas.

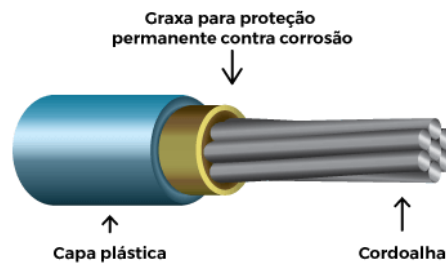


Figura 10: Cordoalha engraxada e plastificada
Fonte: Adaptado CAUDURO (1997)

2.2.2 Níveis de protensão

Por níveis de protensão, entende-se como o nível de intensidade da protensão na peça, avaliando seu comportamento diante dos Estados Limites de Serviço (ELS), ou seja, refere-se a diferentes intensidades da força aplicada e como estas intensidades influenciam no comportamento e na vida útil da peça. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o nível de intensidade da força de protensão pode ser relacionada com a proporção de armadura ativa em relação à passiva na peça estrutural.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os ELS podem ser divididos em cinco estados diferentes para o caso da protensão: estado limite de formação de fissuras (ELS-F), estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF), o estado

¹ Polietileno de Alta Densidade

limite de descompressão (ELS-D) e o estado limite de descompressão parcial (ELS-DP). A norma brasileira define cada um desses estados como:

- **ELS-F:** é o estado onde se inicia a formação de fissuras na peça, sendo caracterizado quando a sollicitação de tração excede a capacidade máxima resistente pelo concreto;
- **ELS-W:** representa o estado de quando a abertura das fissuras atinge o máximo especificado por esta norma;
- **ELS-DEF:** é o estado cujas deformações da estrutura atingem os limites normativos, que podem ser nocivos à segurança ou conforto;
- **ELS-D:** é atingido quando a tensão normal é nula em um ou mais pontos da seção transversal e não há tensões de tração no restante da seção;
- **ELS-DP:** ocorre quando se garante a compressão na região com armaduras ativas na peça, devendo esta região ser estendida até uma distância a_p da armadura ativa mais próxima.

A Tabela 1 indica os diversos níveis de protensão e os critérios que estes devem atender para os diferentes Estados Limites de Serviço.

Tabela 1 - Níveis de protensão

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 protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k^2 \leq 0,2$ mm	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 ELS - D ³	Frequente Quase
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo ELS - F ELS - D ³	Rara Frequente

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Nota-se que para ambientes pouco agressivos, ou seja, com CAA I e II, pode-se fazer o uso da protensão parcial, já que deve obedecer apenas ao ELS-W para combinações frequentes.

² Refere-se ao tamanho máximo de abertura da fissura.

³ A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que o projetista pode substituir o ELS-D pelo ELS-DP, devendo apenas adotar o valor de a_p como 50 mm.

Com o aumento da CAA observa-se que é necessário um controle mais rígido dos ELS da peça e que devem ser verificados inclusive para as combinações de ações mais críticas.

Entretanto, a norma brasileira faz referência de modo específico às lajes lisas protendidas, indicando que, para qualquer CAA, admite-se que seja atendido apenas o ELS-F para combinações frequentes.

Como observado na Tabela 1, os níveis de protensão fazem referência direta à durabilidade da estrutura e ao sistema de protensão utilizado de acordo com a CAA. Assim, pode-se afirmar que a durabilidade, mais especificamente a fissuração, é um fator determinante no processo de cálculo da estrutura protendida, seja para realizar o dimensionamento ou apenas a verificação para os ELS (MELLO, 2005).

2.2.3 Tipos de cordoalhas e aços de protensão

As cordoalhas de protensão podem ser encontradas em diversos tipos, como engraxadas, não engraxadas e com diferentes quantidades de fios entrelaçados na cordoalha. De acordo com o catálogo técnico da ArcelorMittal (2015) e da NBR 7483 (ABNT, 2008), existem basicamente as cordoalhas com 3 e 7 fios estabilizados de baixa relaxação e as cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas. Os fios presentes nas cordoalhas também podem possuir diâmetros variados, configurando assim muitas cordoalhas distintas.

Segundo a NBR 7483 (ABNT, 2008) as cordoalhas classificam-se quanto às resistências a tração em duas categorias: CP-190 e CP-210. O índice CP faz referência ao concreto protendido e o número que o segue indica a resistência de ruptura à tração, na unidade kN/cm². Essa instrução normativa ainda indica que as cordoalhas de 3 e 7 fios são produzidas sempre na relaxação baixa (RB), isto é, o afrouxamento da armadura ao longo da vida útil da peça é de baixa intensidade.

A NBR 7483 (ABNT, 2008) faz também referência ao módulo de elasticidade do aço, indicando que para o aço comum seu valor é da ordem de 200 GPa. Devido à natureza do material e à qualidade do ensaio para a obtenção deste dado, podem ocorrer variações no valor do módulo de elasticidade do material, sendo considerado normal desvios de até 5%. Ainda que exceda este valor, não é necessário descartar o material, apenas considerar a diferença ao realizar o dimensionamento. Na Figura 11 é indicado as seções típicas das cordoalhas utilizadas na protensão.

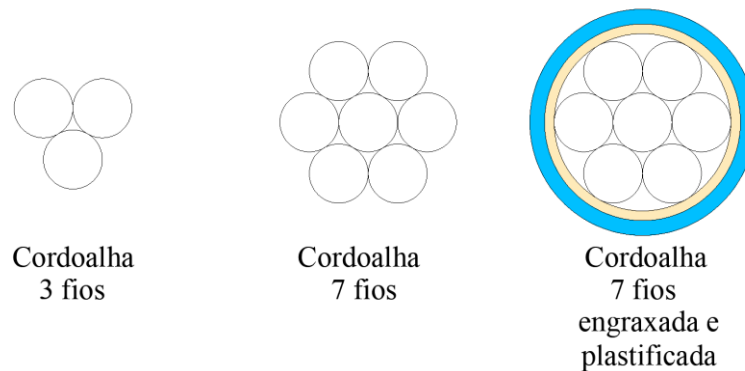


Figura 11: Tipos de cordoalha
 Fonte: Arquivo pessoal (2019).

2.2.4 Ancoragem na pós-tensão não aderente

O processo de ancoragem é uma das etapas mais críticas do processo de protensão, devendo ser desenvolvido com controle técnico muito preciso. Os elevados níveis de tensão nessa região tornam muito comum o surgimento de problemas em sua construção, principalmente devido às tensões transversais que surgem neste ponto e que demandam cuidado adicional, tanto no dimensionamento quanto na execução da estrutura (GILBERT, MICKLEBOROUGH e RANZI, 2017).

De acordo com Cauduro (1996), o sistema de pós-tensão não aderente tem suas primeiras aplicações em lajes cogumelos. Como seu uso é bastante difundido neste tipo de laje e nas lajes lisas, neste trabalho será descrito apenas o processo de ancoragem para a pós-tração não aderente.

Segundo Cholfe e Bonilha (2013) as ancoragens podem ser de dois tipos distintos: ativas ou passivas. A primeira delas é aquela na qual o dispositivo tensor está posicionado para realizar o pré-alongamento dos cabos, ou seja, é onde se aplica efetivamente a força de protensão. Já a segunda, corresponde a um ponto fixo na qual não se aplica diretamente nenhuma tensão, tendo como função apenas de garantir a indeslocabilidade do ponto. Para as cordoalhas de aço, a ancoragem deve ser realizada por meio de cunhas de aço, auxiliadas por uma placa de apoio. As cunhas são responsáveis por segurar a armadura tensionada e as placas de apoio por transferir a tensão uniformemente ao concreto. Todo o sistema de ancoragem pode ser visto na Figura 12.

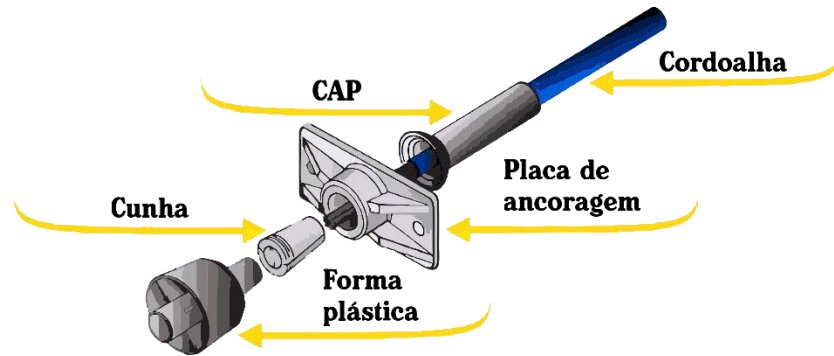


Figura 12: Dispositivo de Ancoragem
Fonte: COPLAS (2019)

Segundo Gilbert, Mickleborough e Ranzi (2017) as placas de ancoragem distribuem de forma uniforme as tensões, mas apenas em uma pequena área da seção, causando nesta região de contato da placa com o concreto o surgimento de tensões transversais de tração, além dos esforços de compressão já existentes. Os autores explicam que a trajetória dos esforços no interior da peça se faz de forma parabólica, até atingir o equilíbrio, que ocorre a uma distância aproximadamente igual à altura da seção da peça protendida. Pode-se observar esta situação na Figura 13.

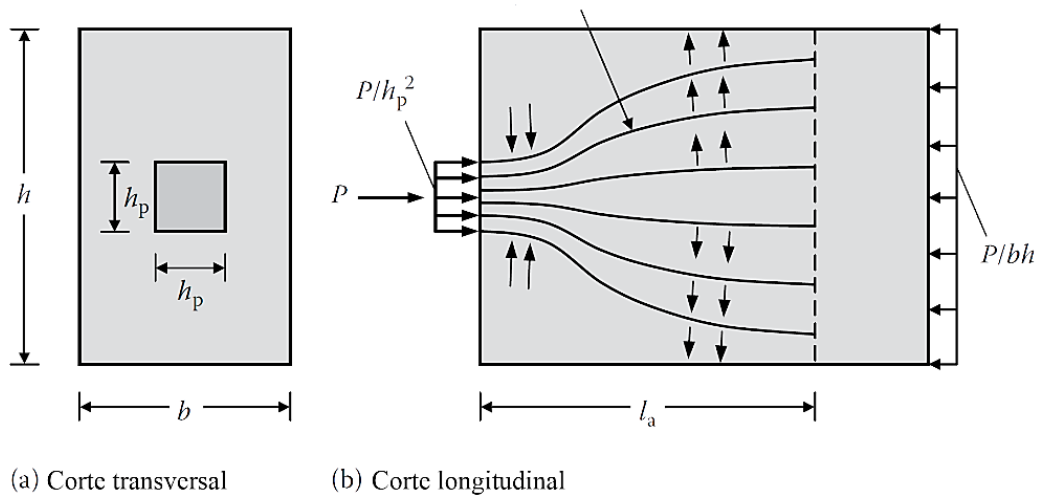


Figura 13: Distribuição das tensões na ancoragem

Fonte: Adaptado de GILBERT, MICKLEBOROUGH e RANZI (2017).

Em paralelo com as tensões da ancoragem, outro ponto importante a se analisar são as tensões transversais que surgem no ato da protensão, devendo ser estimadas com precisão suficiente para realizar o dimensionamento da armadura de fretagem. Um exemplo da armadura de fretagem é indicado na Figura 14.

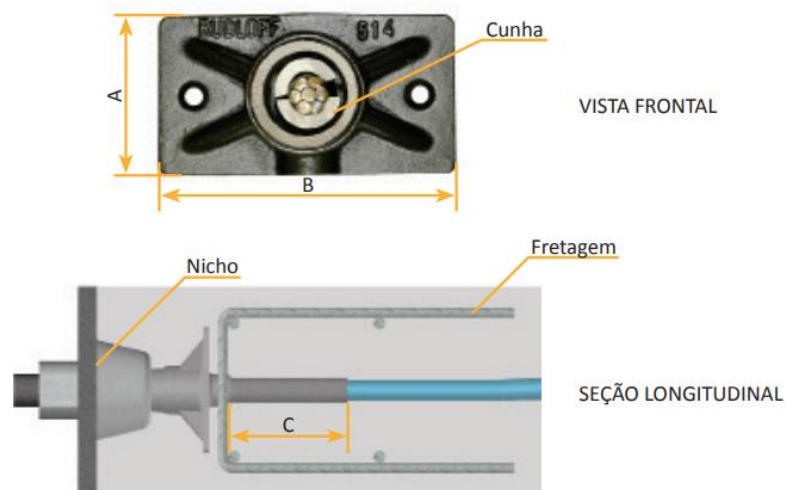


Figura 14: Armadura de fretagem
Fonte: RUDLOFF (2015).

Essas tensões, dependem da intensidade da força de protensão, da posição e dimensões da placa de ancoragem, já que placas maiores dissipam melhor as tensões e, conseqüentemente, causam menores tensões transversais. O efeito pode ser observado na Figura 15.

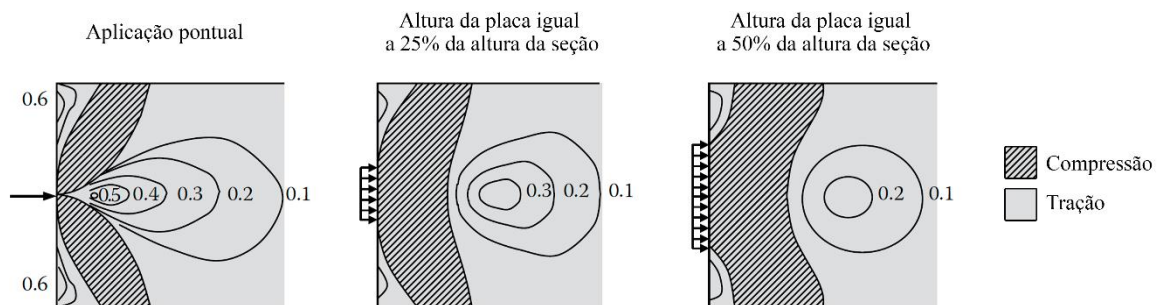


Figura 15: Representação das tensões transversais (σ_y/σ_x)
Fonte: Adaptado de GILBERT, MICKLEBOROUGH e RANZI (2017).

2.2.5 Distribuição dos cabos de protensão

Os cabos ou cordoalhas de protensão acompanham basicamente o diagrama de momentos fletores. Analisando de forma específica para as lajes, Mello (2005) afirma que existem três formas básicas de se distribuir os cabos ao longo das lajes: a distribuição bidirecional uniforme (Figura 16 A); a distribuição uniforme com concentração em faixas bidirecionais (Figura 16 B); e a distribuição uniforme com concentração em faixas unidirecionais (Figura 16 C).

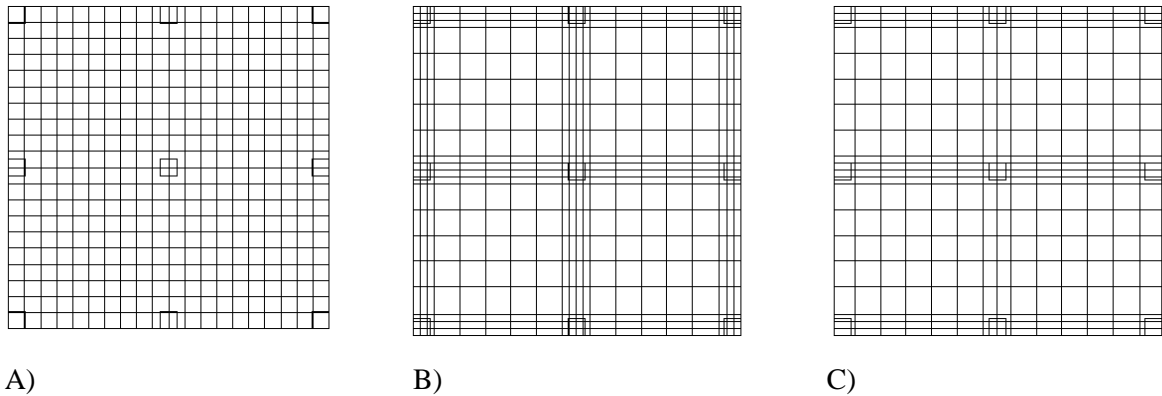


Figura 16: Distribuição dos cabos as lajes
 Fonte: MELLO (2005).

Segundo Mello (2005) conforme os momentos sofrem acréscimo em sua intensidade, convém adicionar-se mais cabos de protensão para balancear os esforços, gerando assim as faixas concentradas. A partir desta análise, conclui-se que a utilização das concentrações de cabos em faixas nas linhas dos pilares é a solução mais adequada para as lajes lisas protendidas, em ambas as direções.

Deve-se observar que a concentração de cabos na faixa de pilares também contribui com o aumento da resistência à punção, além de reforçar a ligação laje-pilar e uniformizar a distribuição dos momentos em todo o plano da laje (CUNHA e SOUZA, 1998). Isso é obtido devido ao acréscimo da resistência ao cisalhamento devido à protensão (HEWSON, 2012).

2.2.6 Perdas de protensão

No ato da protensão, a força inicialmente aplicada sofre variações na sua intensidade, decorrentes estas do processo executivo e do comportamento dos materiais, ao longo da vida útil da estrutura. Essas variações, que correspondem efetivamente a uma diminuição do esforço de protensão, resultam na não uniformidade de tensões na armadura ativa em todo seu comprimento (CARVALHO, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica as perdas em três tipos: as perdas iniciais, as perdas imediatas e as perdas progressivas. Esta norma ainda especifica que as perdas iniciais são aquelas que ocorrem antes da liberação do dispositivo de tração, exclusivas da pré-tração e decorrentes do atrito nos pontos de desvio da armadura, do escorregamento dos fios na ancoragem, da relaxação inicial da armadura e da retração inicial do concreto.

Segundo Nawy (2009) as perdas imediatas ocorrem durante o processo construtivo ou da fabricação do material, ou seja, dependem do modo como é executada a protensão e do

comportamento entre os materiais envolvidos. Nessas perdas estão incluídos o encurtamento elástico do concreto, as perdas devido à ancoragem da armadura ativa e perdas devido ao atrito dos cabos de protensão.

Já com relação as perdas progressivas, Carvalho (2017) explica que são dependentes das propriedades viscoelásticas do aço e do concreto, ou seja, determinadas de acordo com as características dos materiais e o seu comportamento físico. O autor detalha que as perdas progressivas são compostas pelos efeitos da fluência, retração do concreto e relaxação do aço de protensão.

2.2.6.1 Perdas por encurtamento elástico do concreto

Nas estruturas de concreto protendido pós-tensionados, é comum a utilização de vários cabos de protensão na mesma estrutura. A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que a protensão sucessiva desses cabos provoca uma deformação imediata no concreto, para cada um dos n cabos a serem protendidos. Dessa forma, os cabos anteriormente protendidos sofrem um afrouxamento devido a essa deformação, ou seja, quando o cabo n está sofrendo o pré-alongamento e o dispositivo de tração é liberado, ocorre a deformação do concreto e os $(n-1)$ cabos anteriores a este sofrem uma perda de tensão devido a essa deformação. A norma especifica que a variação média de tensão perdida ($\Delta\sigma_p$) pode ser calculada pela expressão:

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

onde, σ_{cp} é a tensão inicial no concreto ao nível do centro de gravidade da armadura de protensão e σ_{cg} é a tensão no mesmo ponto, devida à carga permanente mobilizada pela protensão. Por fim, tem-se que α é o coeficiente de proporcionalidade entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.2.6.2 Perdas por atrito

Ao longo da estrutura protendida, no contato entre as cordoalhas e a bainha, ocorre o fenômeno de atrito, que faz com que parte da tensão inicialmente aplicada à cordoalha seja perdida. A perda por atrito pode se manifestar principalmente em trechos curvos, mas também ocorre em menor intensidade nos trechos retilíneos, devido às pequenas ondulações das bainhas.

A intensidade desta perda depende da força inicial e da distância do ponto de aplicação desta força, assim é intuitivo pensar que a perda por atrito é mínima no ponto de aplicação da força e máxima no ponto mais distante das ancoragens ativas (NAWY, 2009).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a expressão que fornece a intensidade da perda é:

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (2)$$

Na Equação (2), P_i é a força inicial de protensão, x é a abscissa do ponto, a partir da ancoragem ativa, onde deseja-se conhecer a perda, $\sum \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha e k é o coeficiente de perda por metro, que pode ser adotado como sendo 1% do valor do coeficiente de atrito. O ângulo de desvio é definido conforme indicado na Figura 17.

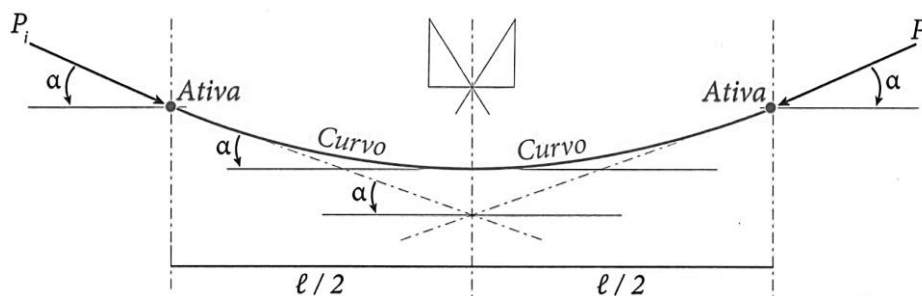


Figura 17: Desvio angular do cabo
Fonte: CHOLFE e BONILHA (2013).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que para os coeficientes de atrito, na falta de dados experimentais, podem ser utilizados os dados da Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes de atrito

Tipo de contato	μ (1/rad)
Cabo e concreto (sem bainha)	0,50
Barras ou fios com saliência e bainha metálica	0,30
Fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica	0,20
Fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada	0,10
Cordoalhas e bainha de polipropileno lubrificada	0,05

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.2.6.3 Perdas devido à ancoragem

No caso da pós-tração, a força é transmitida para o elemento estrutural através das ancoragens. Quando a cordoalha é fixada à ancoragem, a extremidade do cabo sofre um pequeno deslocamento, retornando para o interior da bainha. Esse pequeno deslocamento gera uma perda de tensão na armadura e recebe o nome de *acomodação de ancoragem* (CHOLFE e BONILHA, 2013).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) não determina um método analítico para determinar tais perdas, apenas indica que estas devem ser determinadas experimentalmente ou, na falta deste, devem ser fornecidas pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem. Segundo Pfeil (1984), a penetração das cunhas varia entre 4 mm e 6 mm para cordoalhas de diâmetro igual a meia polegada.

Avaliando de forma analítica, a perda por acomodação de ancoragem pode ser aproximada através do encurtamento da armadura ativa (CHOLFE e BONILHA, 2013). Assim, os autores propõem que a variação da força devido a acomodação é:

$$\Delta P = 2\Delta P_1 \sqrt{\frac{\delta E_p A_p}{\Delta P_1}} \quad (3)$$

Nesta equação, ΔP_1 corresponde a parcela que é absorvida pela acomodação ao longo do trecho parabólico, determinada pela variação por unidade de comprimento entre a força de protensão inicial e a força atuante no ponto final do trecho parabólico. Como a acomodação se trata de um deslizamento do cabo, pode-se afirmar que há o surgimento de um atrito no cabo e, então, determinar através da Equação (2) a força atuante no ponto final do trecho parabólico. O coeficiente δ refere-se ao deslocamento sofrido e deve ser informado pelo fabricante. Por fim, conhecendo a área da armadura ativa (A_p) e o módulo de elasticidade (E_p) da mesma, encontra-se o valor da perda devido a ancoragem.

2.2.6.4 Perdas devido à retração do concreto

Pelo fato do concreto ser um material bastante sensível às condições ambientais, deve-se analisar o efeito causado por oscilações climáticas no comportamento da peça estrutural. Variações de temperatura e umidade levam o concreto a contrair-se e/ou expandir-se, de acordo com as características climáticas a que está submetido. Esse processo pode ser bastante

minimizado com um bom controle de qualidade do material e da execução, bem como executando a cura de forma correta (CHOLFE e BONILHA, 2013). Segundo Pfeil (1984) a retração provoca um encurtamento progressivo do concreto e, conseqüentemente, a armadura em contato com ele sofre também esse encurtamento, caracterizando uma perda de tensão nos cabos ao longo da vida útil da peça.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para determinar a deformação específica devido a retração do concreto, são necessários alguns parâmetros auxiliares: a espessura fictícia da peça (h_{fic}); a idade fictícia do concreto (t); a umidade relativa do ambiente (u_{ar}); e a consistência do concreto no lançamento. Os dois últimos parâmetros são dados usuais, conhecidos de acordo com o projeto e o meio que a estrutura se encontra. A espessura fictícia, por sua vez, é definida como sendo:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (4)$$

onde, o coeficiente γ é dependente da umidade relativa do ambiente, encontrado na Tabela A.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), A_c é a área da seção transversal da peça e u_{ar} corresponde ao perímetro externo da peça em contato com o ar. Já a idade fictícia é indicada pela norma como sendo:

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (5)$$

em que, t corresponde à idade fictícia em dias, α é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do concreto, T_i é temperatura média do ambiente em graus Celsius e $\Delta t_{ef,i}$ representa o período em que a temperatura média é tida como constante. Conhecidos os dados de idade e altura fictícias, pode-se determinar com maior facilidade a deformação específica causada pela retração do concreto.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que o valor final da retração é dado por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (6)$$

onde, $\varepsilon_{cs\infty}$ corresponde ao produto do coeficiente que leva em conta a umidade relativa do ambiente e do coeficiente dependente da altura fictícia da peça. Os valores de β são dados como

o coeficiente de retração no instante de tempo considerado. Ambos valores de $\varepsilon_{c_{\infty}}$ e β são determinados de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Assim, com o valor obtido na equação (6), a perda individual de tensão devido a retração é encontrada facilmente através da lei de Hooke (CHOLFE e BONILHA, 2013).

2.2.6.5 Perdas devido à fluência do concreto

A NBR 6118 (ABNT, 2014) explica que as deformações de fluência responsáveis pela perda de protensão são subdivididas em três parcelas, a deformação rápida, a deformação lenta irreversível e a lenta reversível. A primeira ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento, nas primeiras 24 horas que a estrutura está sujeita a tais cargas. Já a deformação lenta reversível é aquela decorrente da duração da aplicação do carregamento, ou seja, com a incidência constante do carregamento a estrutura gradativamente sofre uma deformação. Por fim, tem-se a deformação lenta irreversível, na qual se considera a umidade do ar, adensamento do concreto, espessura e idade fictícia da peça.

Considerando todos os fatores descrito, obtém-se o coeficiente de fluência e , com este, determina-se a deformação específica devida à fluência. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), tem-se que a deformação específica é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (7)$$

onde, sabe-se que o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, depende dos coeficientes de fluência rápida, lenta reversível e lenta irreversível, além de coeficientes de deformação lenta reversível e lenta irreversível. Por fim, o parâmetro E_{c28} representa o módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias.

2.2.6.6 Perdas devido à relaxação do aço

Quando submetidos a elevadas tensões, os aços tendem a sofrer uma relaxação ao longo do tempo, correspondente a uma perda de tensão na armadura ativa devido, principalmente, à sua composição química e processos de fabricação (CHOLFE e BONILHA, 2013). A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que para tensões acima de $0,5 f_{ptk}$ a perda por relaxação deve ser considerada e calculada como:

$$\Delta\sigma_{pr}(t,t_0) = \psi(t,t_0)\sigma_{pi} \quad (8)$$

em que, σ_{pi} corresponde à tensão mobilizada pela protensão e o coeficiente $\psi(t,t_0)$ é dado por:

$$\psi(t,t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (9)$$

no qual segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), ψ_{1000} corresponde à relaxação medida após um período de 1000 horas e a temperatura constante de 20°C.

2.2.7 Dimensionamento e verificação das lajes lisas

O procedimento utilizado para dimensionar e verificar as lajes deve atender os requisitos estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), desde as hipóteses de comportamento da peça assumidas no dimensionamento até o detalhamento das armaduras.

2.2.7.1 Hipóteses básicas de dimensionamento

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as seguintes hipóteses devem ser adotadas no dimensionamento das lajes:

- a) As seções transversais se mantêm planas após a deformação do elemento;
- b) Devido à aderência entre aço e concreto, a deformação das barras passivas e o acréscimo de deformação das barras ativas deve, independente da natureza do esforço, ser igual à deformação do concreto em seu entorno;
- c) Para o caso de armaduras ativas não aderentes, o acréscimo de tensão na estrutura para edificações usuais deve atender o item 17.2.2c da NBR 6118 (ABNT, 2014).
- d) As tensões de tração no concreto, quando normais à seção transversal, devem ser desprezadas para o caso do dimensionamento no ELU;
- e) As distribuições de tensões no concreto devem ser realizadas de acordo com o diagrama parábola-retângulo;
- f) A tensão atuante nas armaduras deve ser obtida por meio do diagrama de tensão-deformação;

- g) O ELU deve ser caracterizado de acordo com os domínios estabelecidos no item 17.2.2g da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.2.7.2 Dimensionamento para o ELS

As estruturas protendidas devem ser dimensionadas de acordo com o ELS, determinando o nível da protensão (Tabela 1), a quantidade e disposição dos cabos na peça. Além disso, a magnitude da força inicial de protensão deve ser estimada com muita precisão, para assim garantir que qualquer região da estrutura atenda ao ELS (GILBERT, MICKLEBOROUGH e RANZI, 2015). Segundo Hewson (2012) o princípio de dimensionamento parte de satisfazer as condições de serviço, através da garantia de que o concreto trabalhe apenas na compressão ou com tensões de tração limitadas.

Para garantir a segurança da estrutura, deve-se considerar todas os possíveis carregamentos que vão agir na estrutura, ou seja, em sua construção, quando a estrutura está sob máximo efeito da protensão e mínimo dos carregamentos, e em sua utilização, onde os carregamentos em serviço superam a protensão (GILBERT, MICKLEBOROUGH e RANZI, 2015).

Abeles e Bardhan-Roy (2003) desenvolveram um roteiro simples para o dimensionamento no ELS, de modo que a estrutura seja verificada para todas as condições de utilização. O fluxograma apresentado pelos autores é mostrado na Figura 18 e indica os passos que devem ser tomados para o dimensionamento e os caminhos que devem ser seguidos de acordo com as verificações de segurança.

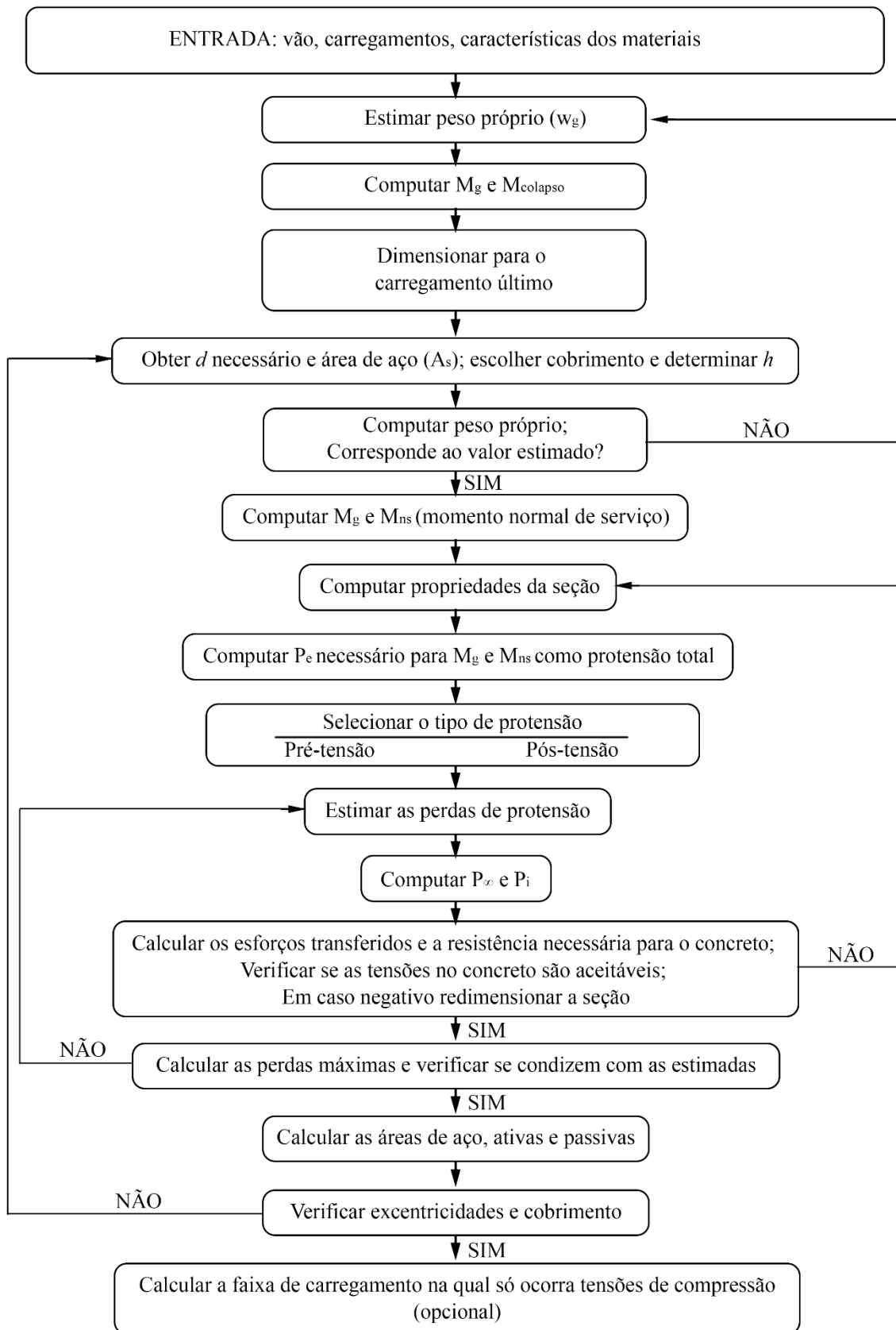


Figura 18: Fluxograma de dimensionamento

Fonte: Adaptado de ABELES e BARDHAN-ROY (2003).

2.2.7 Lajes protendidas

Este tipo de laje tem sido cada vez mais empregada na construção civil de todo o mundo, devido às inúmeras vantagens que esta solução traz à engenharia. Além disso, a aplicação deste tipo de laje é bastante ampla, contemplando quase todos os tipos de construções residenciais e comerciais (CUNHA e SOUZA, 1998).

De acordo com o catálogo técnico da Rudloff, de Schmid (2009), as lajes protendidas podem ser classificadas seguindo duas definições: as lajes planas e as lajes planas lisas. A primeira delas é aquela que em seu arranjo estrutural dispõe de elementos auxiliares, como vigas ou capitéis. A última representa as lajes efetivamente lisas, em que há o contato direto entre a laje e o pilar, não se admitindo vigas, capitéis ou mesmo drop panel. A Figura 19 indica os possíveis arranjos para as lajes protendidas.

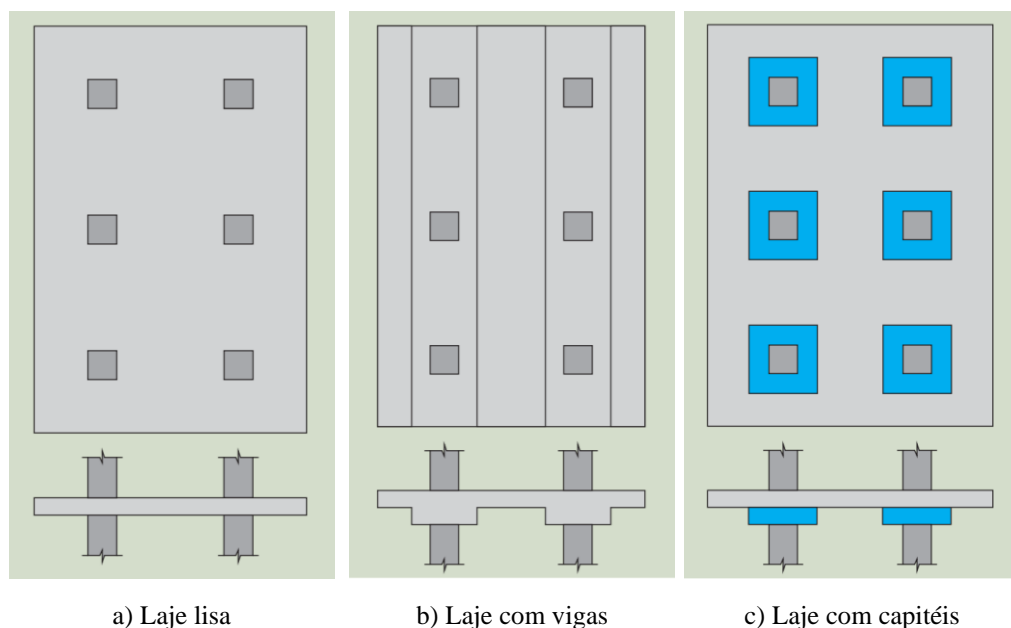


Figura 19: Tipos de lajes protendidas

Fonte: SCHMID (2009).

A utilização das vigas ou dos capitéis nas lajes protendidas aumenta consideravelmente sua capacidade de carga e os vãos livres máximos. Entretanto, como desvantagem, tem-se que essas estruturas ficam visíveis aos usuários e comprometem visualmente a arquitetura (SCHMID, 2009).

Segundo Schmid (2009), as lajes com vigas são eficientes para vãos entre 7m e 12m. Para as lajes lisas, tem-se que sua eficiência se dá também entre 7m e 12m, entretanto deve-se

esperar um aumento considerável na espessura para essas lajes devido ao efeito da punção. No caso de se utilizar os capitéis, o vão máximo se estende a 14m.

Direcionando o estudo às lajes lisas, tem-se que a maior preocupação referente a elas é a sua capacidade resistente aos esforços de punção, que surgem no entorno do contato com os pilares. Segundo Araújo (2014), as lajes lisas devem possuir uma espessura mínima de 16 cm para resistir de forma eficiente a esses esforços, de modo a garantir a resistência necessária às tensões cisalhantes.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica que a estrutura deve ser verificada para sua superfície de crítica, que corresponde à região no entorno dos pilares que é efetivamente afetada pela punção. Quando aplicada a protensão nessas lajes, uma parcela da tensão aplicada contribui para a resistência ao cisalhamento da peça na seção crítica. De acordo com o item 19.5.3 desta norma, considera-se 10% da tensão de protensão como contribuinte à parcela da tensão resistente de cisalhamento na superfície crítica.

2.3 Punção

O fenômeno da punção caracteriza um modo de falha de ruptura por cisalhamento, atuando em elementos de placa, como as lajes, que estão submetidos a uma ação concentrada aplicada perpendicularmente ao plano (OLIVEIRA, 2013).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para o caso de punção deve-se verificar as tensões nas superfícies críticas definidas no contato entre o pilar e a laje. Essas tensões devem ser verificadas para duas possíveis situações distintas: estrutura sem armadura de punção e com armadura de punção. Para o primeiro caso deve-se verificar as tensões nas superfícies críticas C e C' . No segundo caso, por sua vez, analisa-se as tensões nas superfícies C , C' e C'' . As Figuras 20 e 21 indicam as superfícies críticas.

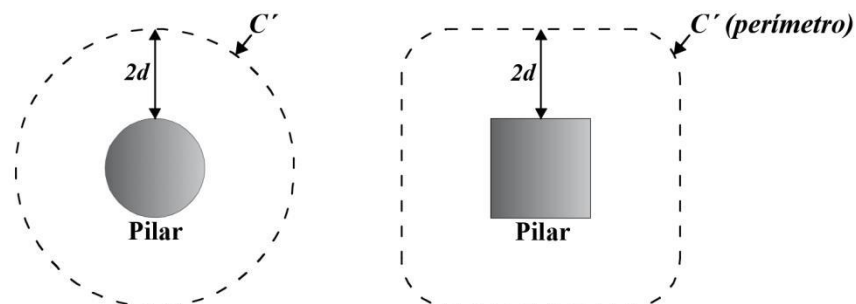


Figura 20: Superfície crítica C'

Fonte: LIBERATI (2019).

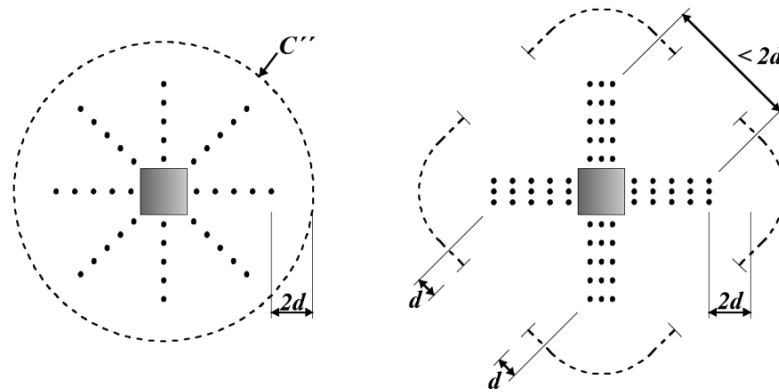


Figura 21: Disposição da armadura de punção e superfície crítica C''

Fonte: LIBERATI (2019).

Nas imagens anteriores podem ser observadas todas as superfícies críticas propostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), descritas para duas possíveis disposições da armadura de cisalhamento. No caso da presença da armadura, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), verifica-se a tensão resistente de compressão no contorno C, a tensão resistente à punção no contorno C' e pôr fim a tensão no contorno C'', desprezando nesta última a contribuição da armadura em questão. Para o caso da não existência da armadura, verifica-se apenas as superfícies C e C'.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que para a verificação da tensão na superfície C, deve-se aplicar a seguinte equação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (10)$$

A tensão solicitante τ_{Sd} é, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), dada por:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \quad (11)$$

Na equação (11) tem-se que F_{Sd} representa a força solicitante de cálculo, u o perímetro do contorno crítico C' e d a média entre a altura útil da laje nas direções horizontal e vertical, medidas ao longo do contorno crítico C'.

No caso de pilares de borda, a NBR 6118 (ABNT, 2014), indica uma formulação estendida, considerando a atuação dos momentos fletores na região, dada por:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p2} d}$$

onde, M_{sd1} é a diferença positiva entre o momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre do pilar e o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido. M_{sd2} é o momento de cálculo paralelo à borda livre do pilar, W_{p1} e W_{p2} são os módulos de resistência plástica para o perímetro u . Os coeficientes K_1 e K_2 são encontrados na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Já para a superfície crítica C' para elementos estruturais sem armadura de punção, a NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que a verificação deve ser feita através de:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = \beta_a \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10\sigma_{cp} \quad (12)$$

No caso da existência de armadura de punção, tem-se:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = \tau_{Rd1} + 1,5 \frac{d A_{sw} f_{ywd} \sin \theta}{s_r u d} \quad (13)$$

Das equações (12) e (13), pela NBR 6118 (ABNT, 2014), tem-se que:

- $\beta_a = \begin{cases} 0,10 \rightarrow \text{com armadura de punção.} \\ 0,13 \rightarrow \text{sem armadura de punção.} \end{cases}$
- d : altura útil da laje ao longo de C' ;
- ρ : taxa de armadura média das duas direções;
- σ_{cp} : tensão mobilizada devido à protensão;
- s_r : espaçamento radial entre as armaduras de punção ($s_r \leq 0,75d$);
- A_{sw} : área de armadura de punção;
- f_{ywd} : é a resistência de cálculo da armadura de punção;
- θ : é o ângulo formado entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;
- u : é o perímetro crítico.

Por fim, tem-se que a tensão no contorno C'' pode também ser calculada pela equação (12), já que se despreza a existência da armadura de punção.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será abordado a metodologia utilizada no desenvolvimento deste trabalho. Será descrito o projeto de estudo e discriminado os elementos estruturais que serão dimensionados. Por fim, o *software* comercial utilizado como apoio nos processos de cálculo será apresentado.

3.1 Projeto arquitetônico

O projeto analisado neste trabalho representa um modelo de uma edificação real, tendo sua estrutura moldada pelo sistema convencional de concreto armado. A edificação em questão tem seu uso destinado à realização de eventos sociais, constituindo um salão comercial para atender grandes públicos. Como requisito arquitetônico para o uso destinado, deseja-se que não existam elementos estruturais aparentes (vigas), oferecendo aos usuários uma maior altura útil no pavimento e maior conforto visual.

Na Figura 22 tem-se a planta da edificação que será objeto do presente estudo. Como pode-se observar, existem três pilares centrais alinhados na direção longitudinal da edificação, que apoiam diretamente a laje do salão principal, não havendo qualquer viga nesta região do projeto. Esta configuração estrutural corresponde a uma laje lisa e que será dimensionada com a utilização do concreto protendido.

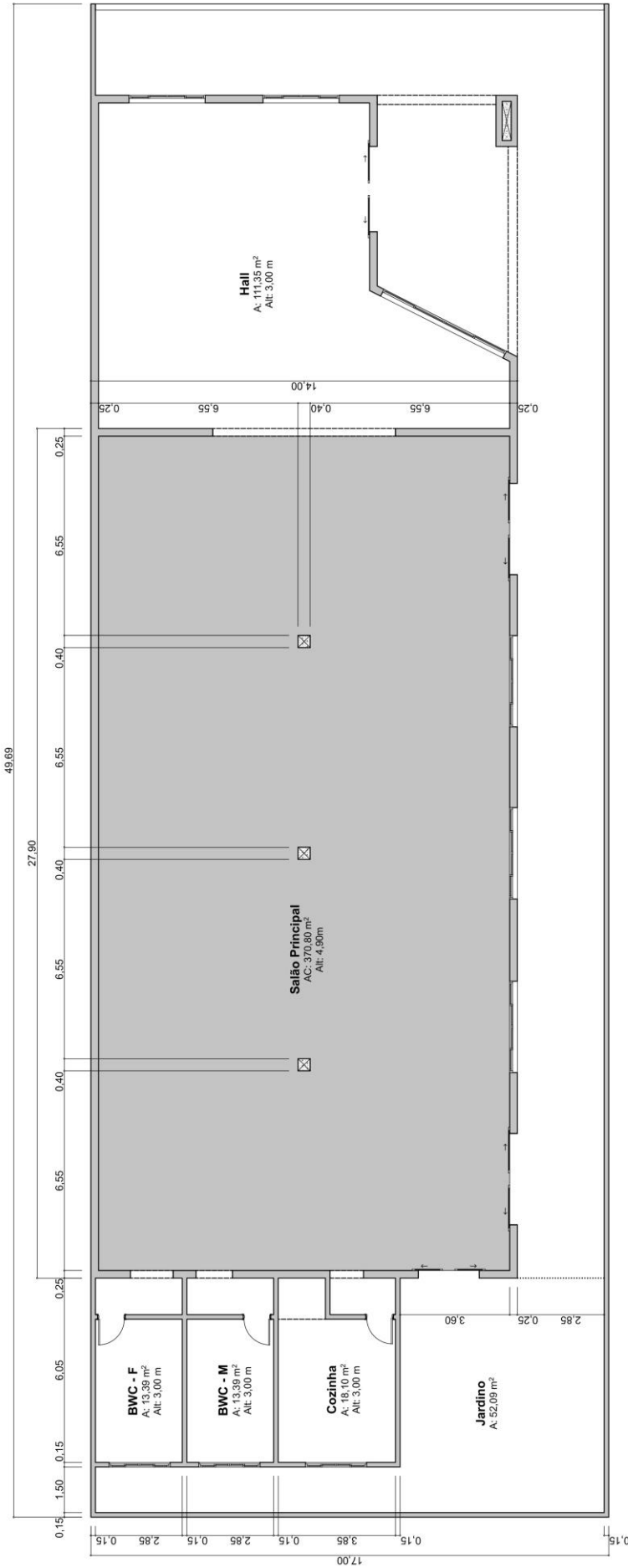


Figura 22: Planta baixa
 Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

3.2 Características do projeto estrutural

Como descrito no capítulo anterior, o projeto estrutural será desenvolvido no sistema convencional de concreto armado, com exceção da laje do salão principal que será dimensionada utilizando o sistema de protensão. Como este trabalho tem por objetivo apenas o dimensionamento da laje lisa da estrutura, o processo de cálculo dos demais itens em concreto armado não será apresentado nesse estudo. Admite-se, no entanto, que toda a estrutura atenda à norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

A laje possui uma área total de 370,80 m² e em todo o seu contorno encontra-se apoiada diretamente sobre os pilares da edificação. No centro dessa, encontram-se três pilares de seção quadrada que auxiliam no suporte da laje. Na direção transversal do salão, os vãos possuem aproximadamente 6,83 metros entre eixos e, na direção longitudinal, estes possuem 6,95 metros entre eixos.

Com relação à espessura da laje, inicialmente será adotada o valor mínimo previsto pela norma brasileira de 16 cm. Caso os esforços solicitantes demandem uma maior espessura, essa será reajustada no dimensionamento.

Os principais pilares de interesse são os três pilares posicionados no centro da laje que será dimensionada e àqueles que servem de apoio nas bordas da laje. Os primeiros, terão sua seção quadrada, com lados de 40 centímetros e os restantes seção retangular de 19 cm por 40 cm. A altura dos pilares é equivalente ao pé direito da edificação, com 4,90 metros, assim seu comprimento de flambagem será avaliado de acordo com essa medida. Cabe ressaltar que o intuito deste trabalho não é dimensionar as armaduras e tampouco verificar a seção dos pilares.

O reforço de combate à punção será feito na laje, com armaduras específicas para tal finalidade, não devendo o pilar, em um primeiro momento, sofrer alterações em sua geometria.

3.3 Levantamento de cargas

As cargas a serem consideradas no dimensionamento da laje serão essencialmente as cargas provenientes da estrutura de cobertura (descritas mais à frente), já que não há utilização prevista sobre a laje. Já as cargas adotadas para efeito de peso próprio da estrutura têm referência na NBR 6120 (ABNT, 2019).

Além do peso próprio e da carga permanente da cobertura, será adotada uma sobrecarga acidental para eventuais ações externas que possam atuar na estrutura. Todos os valores dos carregamentos serão definidos mais adiante neste trabalho.

3.4 Dimensionamento da laje lisa

O processo de dimensionamento da laje lisa irá seguir várias etapas sucessivas. Inicialmente deve-se realizar o dimensionamento da armadura ativa, através da estimativa dos valores das perdas e, posteriormente, determinação da área de aço. Após obter a área de armadura ativa, realiza-se o cálculo de todas as perdas de protensão conforme indica a NBR 6118 (ABNT, 2014) e compara-se com o valor inicialmente estimado. Caso não haja necessidade de se efetuar correções na armadura de protensão, procede-se ao dimensionamento das armaduras passivas da estrutura.

Após determinada as armaduras principais da laje, procede-se o dimensionamento e verificação do efeito de punção. Após todas as verificações para o concreto protendido, seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se concluir o dimensionamento da estrutura e, em caso de execução da estrutura, proceder para o detalhamento estrutural. Em suma, o roteiro de dimensionamento a ser adotado segue o indicado pela Figura 22.

3.5 Simulação via TQS

A simulação computacional será realizada no *software* comercial TQS, como forma de garantir a precisão no levantamento dos carregamentos atuantes e a fim de comparar o dimensionamento a ser obtido neste trabalho com o processado pelo programa. Para tal, dispôs-se de uma licença exclusiva fornecida pela empresa para uso educacional, ou seja, exclusivamente para o desenvolvimento deste estudo, já que as versões gratuitas não possuem os recursos de protensão e punção ativos.

No *software* será feito o lançamento de toda a edificação, desde a infraestrutura até a supraestrutura, para aproximar ainda mais o modelo de uma situação real de projeto. Após o processamento da edificação no *software* estrutural, será então avaliado cautelosamente a laje lisa e os pilares responsáveis pelo efeito da punção.

A comparação entre os sistemas de concreto armado e protendido será realizada por meio dos resultados de geometria a armadura da estrutura, tais como quantidade de armadura passiva, quantidade de armadura de cisalhamento do tipo *stud*, os esforços e deslocamentos na estrutura.

4 ANÁLISE COMPUTACIONAL VIA TQS

O dimensionamento e a análise do sistema estrutural em estudo foram realizados por meio do manual de lajes protendidas do programa TQS. Nestas análises, considerou-se que toda a transferência dos esforços e lançamento das cordoalhas foi feito seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e daquelas apresentadas no presente trabalho. O processo será descrito detalhadamente nos itens a seguir e é válido tanto para o concreto armado, quanto para o concreto protendido.

4.1 Definição dos Carregamentos

Geralmente as lajes de cobertura são as menos solicitadas de uma edificação, já que não possuem uma carga de utilização expressiva. Ainda assim, é importante discriminar todas as ações que atuarão na laje, a fim de obter um carregamento preciso e resultados confiáveis do dimensionamento. As cargas atuantes serão detalhadas a seguir.

O peso próprio deve ser considerado como um dos carregamentos permanentes da estrutura, atuando de forma desfavorável à mesma. Sua intensidade depende exclusivamente do concreto, do aço das armaduras passivas e dos cabos de protensão.

Como a massa específica do aço de protensão e do aço do concreto armado são iguais, pode-se adotar a própria massa específica do concreto armado para a definição dos carregamentos, ou seja, o valor de 2500 kg/m^3 . Para a espessura de 16 cm da laje, tem-se uma carga de 400 kg/m^2 .

Já com relação aos revestimentos, o primeiro a ser considerado é o do forro, na parte inferior da laje. Para definir a intensidade do carregamento será considerado o forro de PVC Tigre, com largura de 200mm e espessura de 8mm (TIGRE, 2019). Assim, admite-se uma carga de $1,65 \text{ kg/m}^2$.

A estrutura de sustentação do forro será em ripas de madeira pinus. De acordo com EMBRAPA (1991), a massa específica média do material é de 400 kg/m^3 . Para o forro especificado, segundo Tigre (2019) deve-se posicionar o madeiramento com espaçamentos de 70 cm nas em ambas as direções. Assim, para definir o carregamento da estrutura de suporte, admite-se que: para uma área de $(7 \times 7) \text{ m}^2$ considera-se a existência de 11 ripas em cada direção, ou seja, um total de 22 ripas em uma área de 49 m^2 . Assim, multiplicando a dimensão das ripas $(2,5 \times 5) \text{ cm}^2$ por sua massa específica, por seu comprimento de 7m e pela quantidade, encontra-se o peso total da estrutura com valor de 77 kg.

A fim de prezar pela segurança e considerar os pregos de fixação, será considerado o peso de 80 Kg para estrutura nos 49 m², ou seja, 1,63 kg/m².

Já na parte superior, como tal face da laje será inacessível ao público e protegida pela cobertura, considerar-se-á apenas uma camada de revestimento de argamassa com espessura de 2,5cm. A argamassa será de cimento e areia com massa específica de 2100 kg/m³, indicada pela NBR 6120 (ABNT, 2019). Assim, para a espessura apresentada, encontra-se que o peso desse revestimento será de 52,5 kg/m².

Para a cobertura será adotado a composição de telhas de alumínio (espessura inferior a 0,8 mm) e estrutura metálica em aço. Segundo a NBR 6120 (ABNT, 2019), a carga a ser considerada na superfície horizontal, no caso na laje, para esse tipo de cobertura é de 300 kg/m². De acordo com a referente norma, o peso inclui toda a estrutura de suporte, ou seja, as tesouras, ripas, terças e caibros.

Como carga accidental, será adotado uma sobrecarga de utilização para efeito de manutenção e inspeção, como indicado pela NBR 6120 (ABNT, 2019). Deste modo, a carga considerada para o dimensionamento será de 100 kgf/m².

Por fim, destaca-se que, devido à natureza da edificação e sua baixa altura, não será considerada a ação do vento na estrutura. Na Tabela 3 está indicado o resumo das cargas atuantes.

Tabela 3 – Resumo das cargas

	Natureza	Valor (kg/m²)
Permanentes	Peso próprio	400,00
	Revestimentos	55,78
	Cobertura	300,00
Accidental	Sobrecarga	100,00

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

4.2 Dados da edificação

As considerações de projeto para o dimensionamento – tais como cobrimentos, características dos materiais e classe de agressividade ambiental – da estrutura foram realizadas de acordo com os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014), configurados automaticamente pelo programa TQS e conferidos pelo usuário. A norma brasileira ainda foi utilizada como referência para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, em especial a laje lisa através do item 13.2.4.1 da referida norma.

O dimensionamento e análises do projeto seguiram os critérios do modelo estrutural IV previsto no programa TQS. Esse modelo considera as vigas e pilares flexibilizados, onde apenas o pórtico espacial contribuí para a estabilidade global da edificação. Foram lançados três pavimentos: fundação, térreo e cobertura. Cabe ressaltar que apenas a laje lisa do pavimento térreo foi considerada com o sistema de protensão.

Seguindo os critérios normativos para os materiais, o valor da resistência característica à compressão do concreto adotado foi de 35 MPa nas lajes. Com relação ao ambiente agressivo ao qual a estrutura estava inserida, foi considerado classe de agressividade moderada CAII (ambiente urbano comum), o que acarretou um cobrimento mínimo de armadura necessário de 3,0 cm.

Para as armaduras, há a distinção do tipo de aço de acordo com sua utilização. No caso das armaduras passivas, adotou-se aço CA-50, com resistência característica ao escoamento de 500 MPa, massa específica de 7850 kg/m³ e superfície rugosa. Já para as armaduras ativas, considerou-se o aço de maior resistência e compatível com tipo de protensão adotado. Assim, dispôs-se do aço CP-190RB, com resistência à ruptura de 1900 MPa e massa específica de 7850 kg/m³.

4.3 Lançamento estrutural

O lançamento estrutural foi realizado de modo a se obter simetria entre os elementos estruturais, simplificando o levantamento dos esforços. Na Figura 23 está apresentada a planta de formas da edificação, do pavimento térreo, indicando os pilares e a laje lisa de estudo.

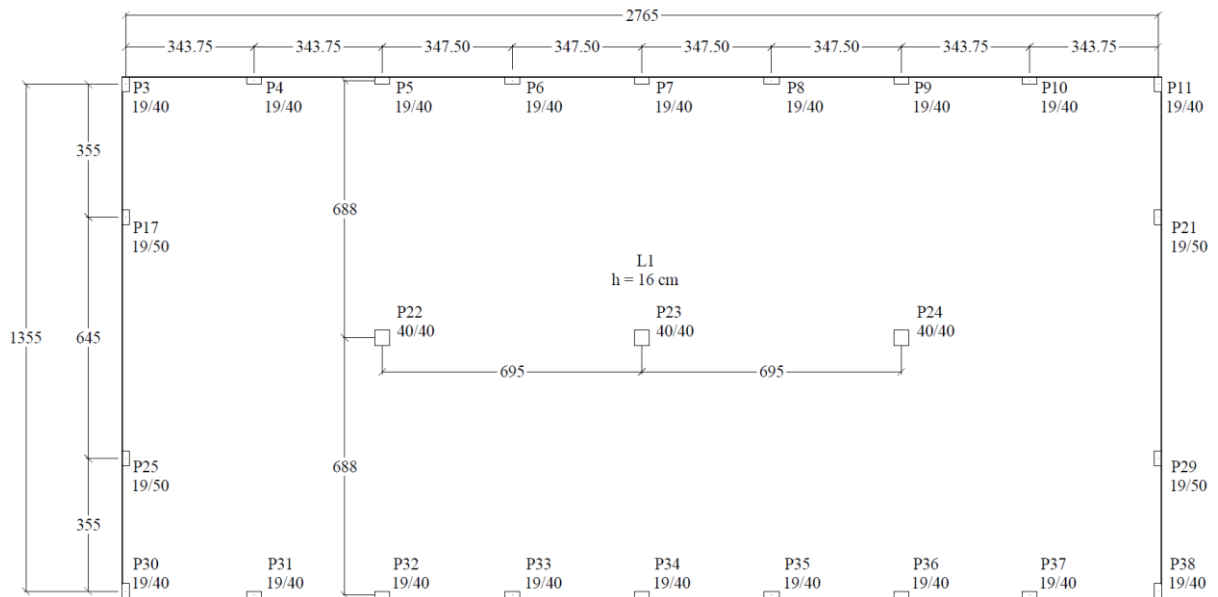


Figura 23: Planta de Formas (unidades em cm)

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

4.4 Processamento e transferência dos esforços

Após o lançamento do sistema estrutural no *software*, foi realizado o processamento da laje lisa apoiada sobre pilares, para obtenção dos esforços. Esse processo é essencial para o lançamento das regiões de protensão e dos cabos de protensão, pois é através dele que são gerados os esforços da grelha de elementos finitos.

Com o processamento global da estrutura concluído, faz-se necessário transferir os esforços do modelo de grelha para o editor de lajes protendidas, isto é, os esforços provenientes da análise estrutural do pórtico de concreto armado devem ser passados para o ambiente de cálculo do concreto protendido. Essa etapa é necessária pelo fato do editor de lajes protendidas não realizar o processamento da estrutura de concreto armado, ou seja, ele não é capaz de obter por si só os esforços atuantes, provenientes dos carregamentos.

Por fim, as regiões de protensão uniformes (RPU) foram lançadas e dimensionadas à protensão. Os resultados obtidos para cada RPU foram analisados e verificados com relação aos critérios de segurança e, posteriormente, procedeu-se o detalhamento da laje.

4.4.1 Definição das RPUs

As RPUs, como o próprio nome indica, são caracterizadas por serem regiões da laje onde a protensão é aplicada de forma totalmente uniforme, com cabos igualmente espaçados e

ainda submetidos a esforços idênticos. Foi considerado quatro regiões de protensão, com largura total de 300 cm e dispostas sobre os pilares centrais da laje lisa, de modo a atuar de forma favorável ao combate dos esforços nesta região. Dessas quatro regiões, três delas foram lançadas no sentido transversal e uma delas lançada no sentido longitudinal.

Esse esquema de lançamento foi escolhido levando em conta a contribuição esperada da protensão no combate à punção, já que os esforços normais advindos do processo de protensão estão concretados essencialmente sobre a linha dos pilares. As RPU's estão indicadas nas Figuras 24 e 25. As ancoragens ativas e passivas também estão indicadas nessas figuras, bem como os apoios em suas respectivas posições.

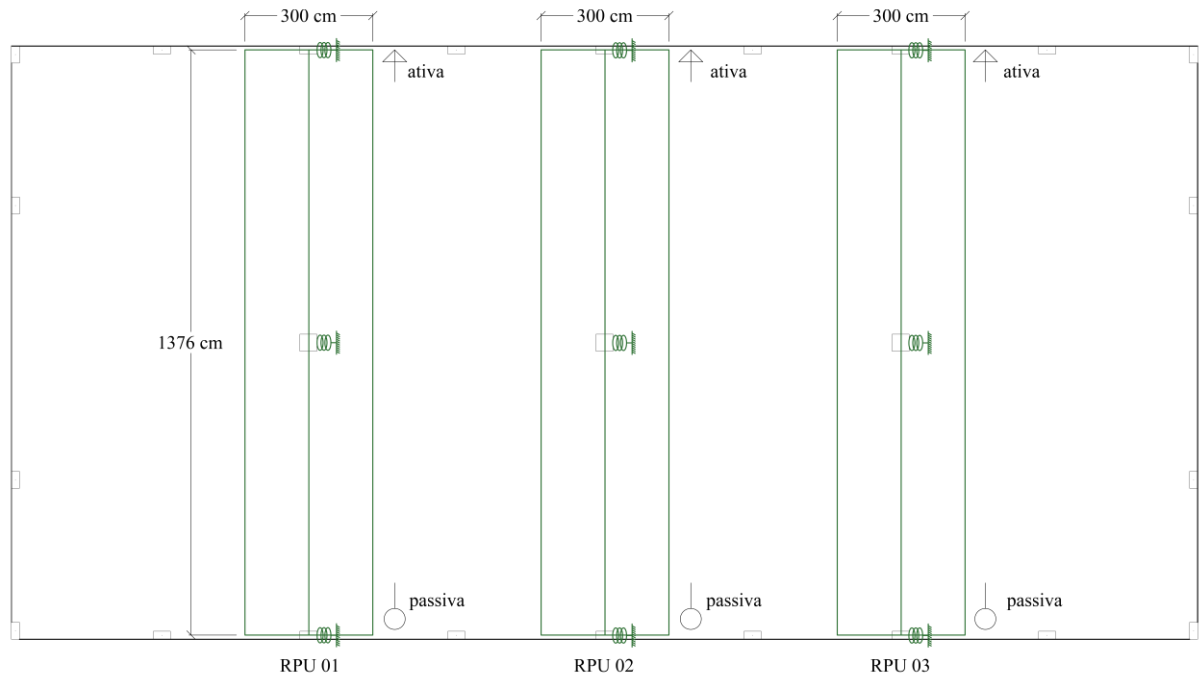


Figura 24: RPU's 01 a 03
Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

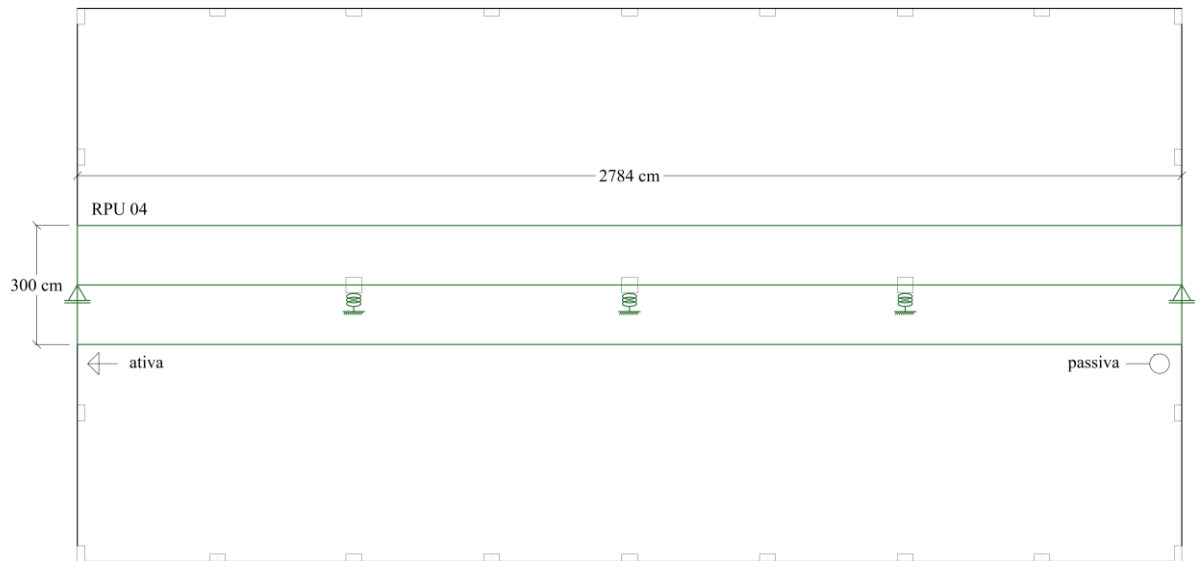


Figura 25: RPU 04

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

4.5 Diagramas de esforços e perfil do cabo

Após definir os locais de cada uma das regiões de protensão uniforme, por meio do editor de lajes protendidas, fez-se o cálculo das regiões. Este cálculo consiste na estimativa inicial da quantidade de cabos, cordoalhas e força inicial de protensão. Com a estimativa realizada pelo programa TQS, foram realizados alguns ajustes pelo usuário, com relação à quantidade de cabos e cordoalhas nas regiões de protensão uniforme, a fim de uniformizar as seções e satisfazer os critérios de segurança da laje lisa.

Após o procedimento, identificou-se algumas situações distintas ocorrendo na estrutura. Para as RPUs dispostas transversalmente, o traçado dos cabos apresentou-se bastante similar, bem como o diagrama de momentos fletores. Já para a RPU longitudinal, foi observado uma configuração diferente, já previsto devido à quantidade de apoios.

4.5.1 Momentos Fletores

Na Figura 26 é indicado os diagramas de momentos fletores das RPUs 01, 02 e 03. Ao observar o diagrama, nota-se a existência de três momentos de pico negativos e dois positivos, de modo que os esforços negativos se concentram sobre os apoios e os positivos no meio do vão entre pilares.

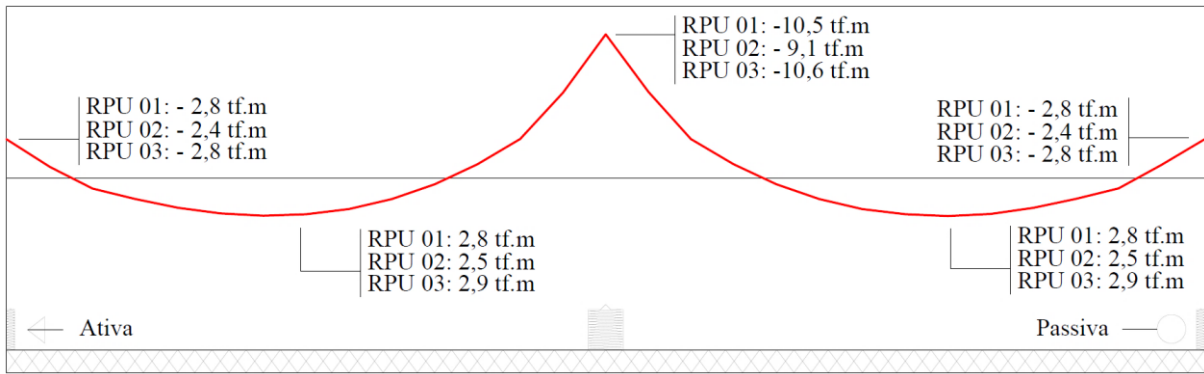


Figura 26: Diagrama de momentos fletores nas RPUs 01 a 03

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Para concluir a análise dos diagramas de momentos fletores, tem-se na Figura 27 os esforços atuantes na RPU 04. Pela análise, nota-se que o comportamento do diagrama é semelhante ao das demais RPUs, diferindo apenas pela quantidade de picos de momento. Devido à região de protensão uniforme nessa direção não ser apoiada em pilares em suas extremidades, percebe-se os momentos nulos nesses pontos. Diante disso, tem-se três picos de esforços negativos e quatro picos de esforços positivos.

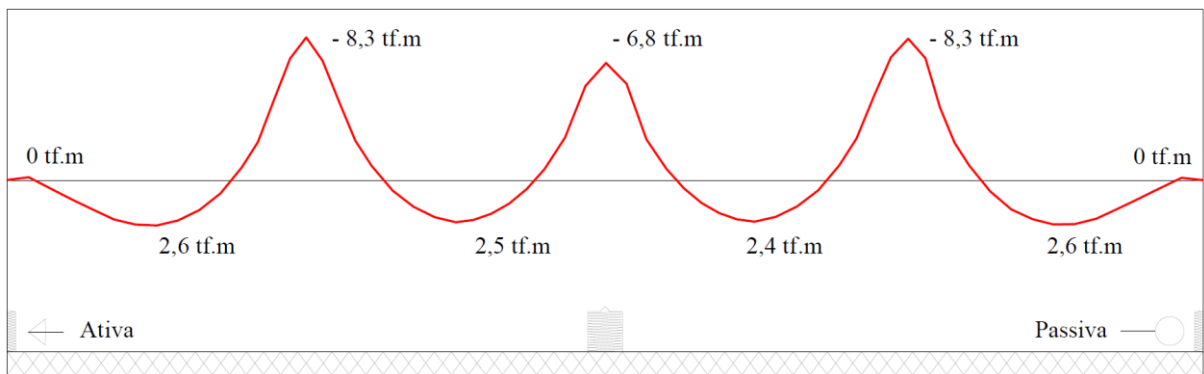


Figura 27: Diagrama de momentos fletores nas RPUs 04

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

4.5.2 Faixas de punção

Como a laje lisa está submetida a altos esforços de cisalhamento na ligação laje-pilar, deve-se ainda fazer a análise desses esforços por meio das faixas de punção ao redor da laje. Conforme apresentado, existem três superfícies que devem ser verificadas para a punção: C, C' e C''. A primeira delas refere-se ao contorno do pilar, a segunda a uma envoltória ao redor do pilar e a terceira a uma envoltória considerando o efeito da armadura de cisalhamento.

O programa TQS, por sua vez, apresenta no mínimo quatro faixas de punção ao redor dos pilares, onde uma delas refere-se ao perímetro do pilar e outra refere-se à distância onde não é mais necessária a presença da armadura de cisalhamento. As faixas são definidas de acordo com os contornos críticos C , C' e C'' , propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de modo que sejam traçados novos contornos, equidistantes de $2d$, até quando não se fizer mais necessária a utilização de armadura de punção. Caso haja necessidade de armar uma região maior ao redor do pilar, o programa gera automaticamente novas faixas de esforços, até encontrar a região onde o concreto resiste sozinho aos esforços cisalhantes. Na Figura 28 tem-se as faixas de punção da laje lisa. Como é possível de se observar, nos pilares centrais existem uma quantidade maior de faixas de punção, devido às altas tensões ali existentes.

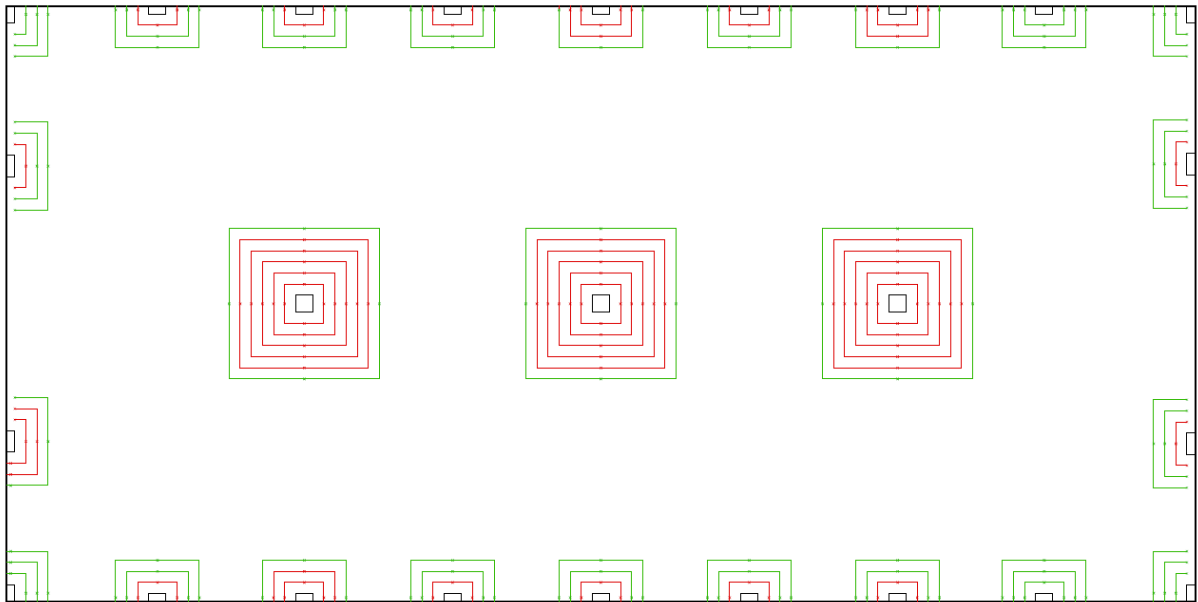


Figura 28: Faixas de Punção
Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Na Figura 28, as faixas verdes indicam regiões onde não é necessário instalar armaduras de cisalhamento e, nas faixas vermelhas, onde a laje deve ser armada contra punção. A Figura 29 indica um detalhe das faixas de punção ao redor do P22. Os valores de T_{sd} e Tr_{d1} indicam, respectivamente, as tensões solicitantes τ_{sd} e resistentes τ_{rd1} do contorno, na unidade tf/cm^2 . As áreas de aço estão indicadas em cm^2 .

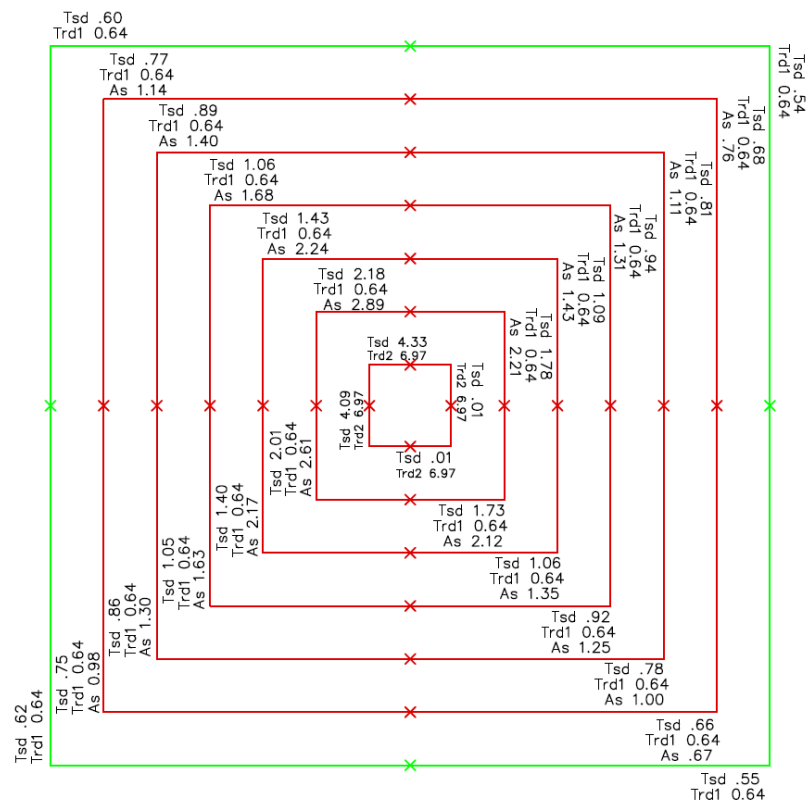


Figura 29: Detalhe faixa de punção

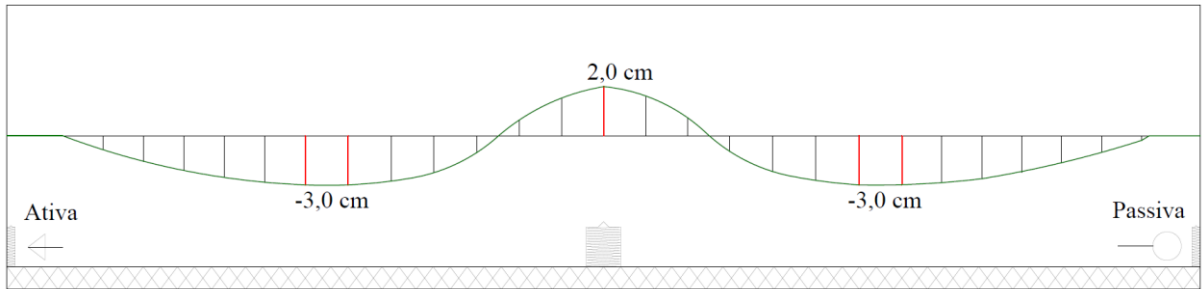
Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Observando os valores das tensões resistente e solicitante na Figura 29, nota-se que, com o afastamento da seção do pilar, a tensão solicitante reduz sua intensidade, até atingir uma faixa onde a armadura de cisalhamento deixa de ser necessária.

4.5.3 Perfil dos cabos

Com a definição dos diagramas de momentos fletores é possível então desenhar o traçado dos cabos de protensão ao longo das regiões de protensão uniforme. Apesar desse perfil dos cabos ser similar para todas as regiões, há algumas variações nas excentricidades, devido à diferença de intensidade dos momentos fletores. Na Figura 30 tem-se o perfil do cabo das RPU 01 e 03.

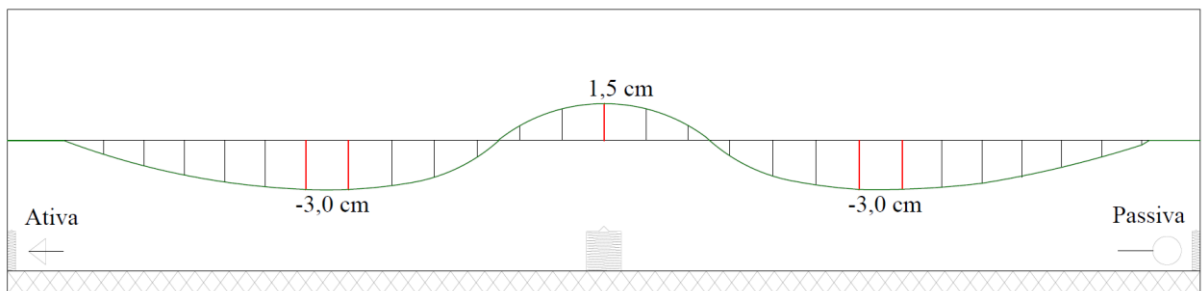
RPU 01 e RPU 03

**Figura 30: Perfil cabos RPU 01 e 03**

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Pela análise da Figura 30, observa-se que o traçado é bastante suave e tem o mesmo formado do diagrama de momentos fletores. Já a RPU 02 apresentou uma pequena diferença na excentricidade do pilar central, causado por um acúmulo maior de tensões nas extremidades da seção de concreto. Seu traçado pode ser visto pela Figura 31.

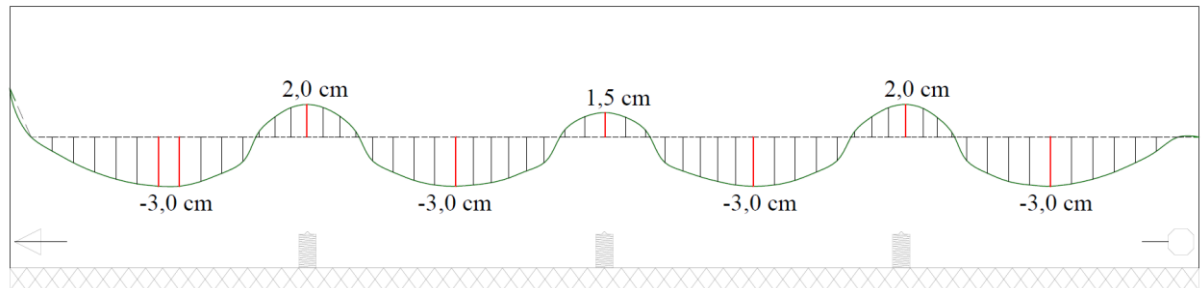
RPU 02

**Figura 31: Perfil cabos RPU 02**

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Por fim, tem-se, na Figura 32 o perfil do cabo da RPU 04.

RPU 04

**Figura 32: Perfil cabos RPU 04**

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Comparando o perfil dos cabos as direções transversal e longitudinal, nota-se que em todos os casos a excentricidade no pilar P22 do centro da laje é menor do que das demais. Tal fato, deve-se em função das tensões atuando nessa região, que não permitem uma maior excentricidade na protensão, uma vez que isto causaria a falha do elemento estrutural.

Com base nos esforços e traçados apresentados, advindos do processamento e dimensionamento de cada uma das regiões de protensão uniforme, foram obtidos todos os dados referentes aos cabos de protensão necessários para a segurança da laje. Para as RPU's 01 a 03, são necessários nove cabos de protensão, onde cada um dos cabos possui três cordoalhas de aço. Já no caso da RPU 04, foi utilizado um cabo a mais, totalizando dez cabos de três cordoalhas. Como a largura de cada região de protensão é de 300 cm e os cabos foram projetados para ficarem equidistantes, o espaçamento entre os cabos encontrado foi de 33 cm para as RPU's transversais e 30 cm para a RPU longitudinal. A distribuição dos cabos pode ser vista na Figura 33.

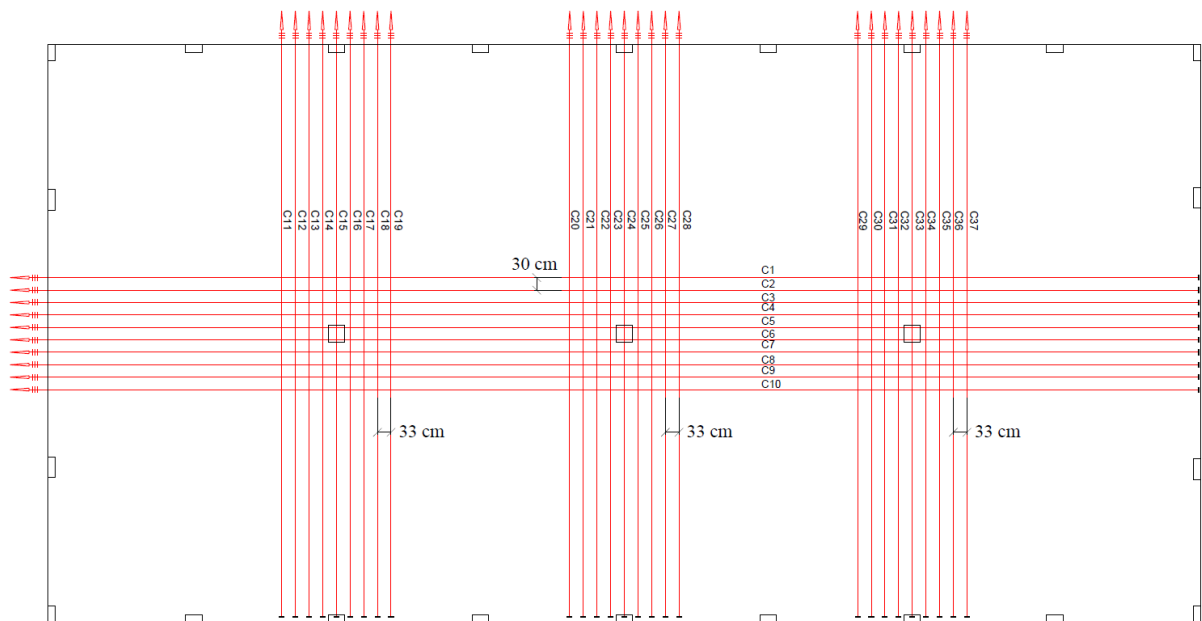


Figura 33: Distribuição dos cabos RPU's

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Para suprir as solicitações com a utilização das três cordoalhas por cabo, foi necessário dispor de cordoalhas engraxadas de aço CP-190RB com diâmetro igual a 12,7 mm. Foram testadas outras configurações de cabos e cordoalhas, mas que não ofereceram resultados tão satisfatório quanto à disposição apresentada. Diante da escolha das bitolas, constatou-se que a

liberação do dispositivo tensor no ato da protensão resultou em uma acomodação dos cabos de cerca de 10 mm.

Por fim, cabe avaliar a intensidade da força de protensão, a ser aplicada no dispositivo tensor no ato da protensão. Para todas as RPUs foi definido que em cada cabo deveria ser aplicada a mesma força inicial de protensão, com intensidade de 35,65 tf, garantindo que os esforços de flexão da estrutura fossem combatidos de forma eficiente e econômica.

Procede-se então para as verificações de segurança, em especial a verificação das tensões admissíveis nas fibras do concreto.

4.6 Verificação das tensões

A verificação das tensões no concreto é uma das etapas fundamentais para garantir a segurança da estrutura protendida e, cabe destacar, que a verificação deve ser obrigatoriamente realizada pelo usuário, de modo a identificar possíveis melhorias no arranjo e traçado dos cabos. Sendo assim, os ajustes da quantidade de cabos e excentricidade deve ser ajustada pelo engenheiro para que atenda os critérios de segurança. Neste ponto nota-se a importância da qualificação do profissional no dimensionamento da estrutura, ainda que feita pelo programa computacional, é essencial um conhecimento técnico para realizar a análise estrutural.

Na laje de estudo, o primeiro resultado apresentado pelo software demonstrou que ambas as tensões, das fibras superiores e inferiores na seção da laje, excederam os limites resistidos pelo concreto. Esses limites são determinados essencialmente pela natureza das tensões no concreto, isto é, caso a seção esteja submetida a esforços de tração, a mesma deve ser verificada para a tensão resistente de cálculo à tração em sua fibra extrema máxima. No entanto, para a seção totalmente comprimida, como no caso da laje deste trabalho, a verificação de ser feita com base na tensão resistente de cálculo à compressão, também em sua fibra extrema máxima. Além disso, para esta situação, deve-se ainda garantir que em toda a peça não existam tensões de tração nas fibras, em qualquer uma das extremidades.

Diante dessas circunstâncias, foi necessário a alteração manual da configuração inicial proposta pelo programa TQS, modificando a quantidade de cabos na região de protensão uniforme, a quantidade de cordoalhas por cabo e as excentricidades máximas do traçado geométrico dos cabos. As alterações resultaram nas características apresentadas no item anterior.

As figuras a seguir indicam a verificação das tensões no concreto. Os valores de 0 kgf/cm² e -210 kgf/cm² indicam os limites máximos resistidos e são delimitados pela linha

tracejada. A linha vermelha indica as tensões que de fato estão atuando na estrutura, bem como os valores em cada um de seus pontos notáveis. As Figuras 34 e 35 a seguir fazem referência às RPU 01 e 03.

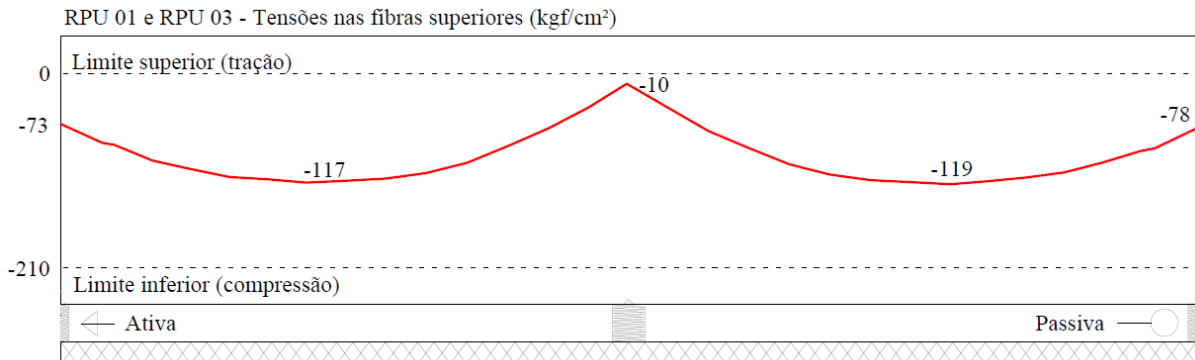


Figura 34: Tensões nas fibras superiores RPU 01 e 03

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

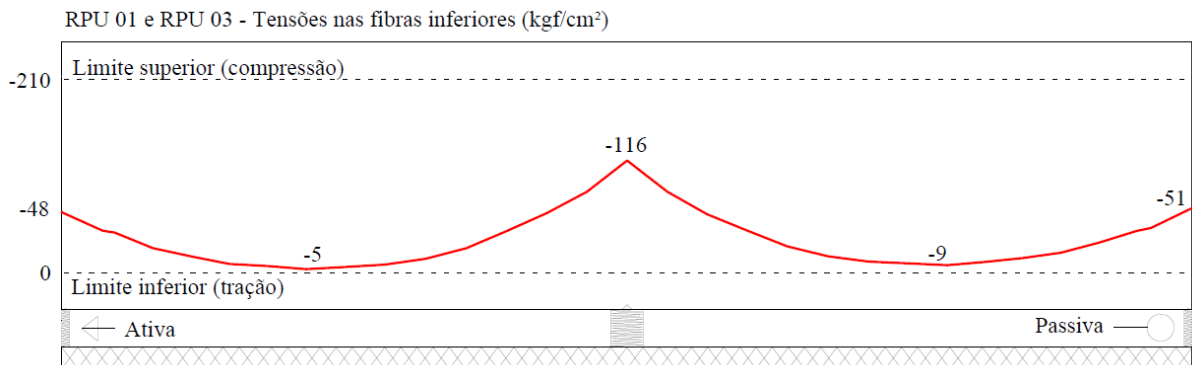


Figura 35: Tensões nas fibras inferiores RPU 01 e 03

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Nos diagramas de tensões observados, para as fibras superiores, observa-se que o ponto mais crítico ocorre no pilar central, já que neste local a tensão de compressão fica mais próxima do limite superior de tração. Nas fibras inferiores, nota-se a situação inversa, isto é, os pontos mais críticos que se aproximam do limite de tração ocorrem no centro dos vãos. Nas Figuras 36 e 37 tem-se o mesmo diagrama das tensões, desta vez para a RPU 02.

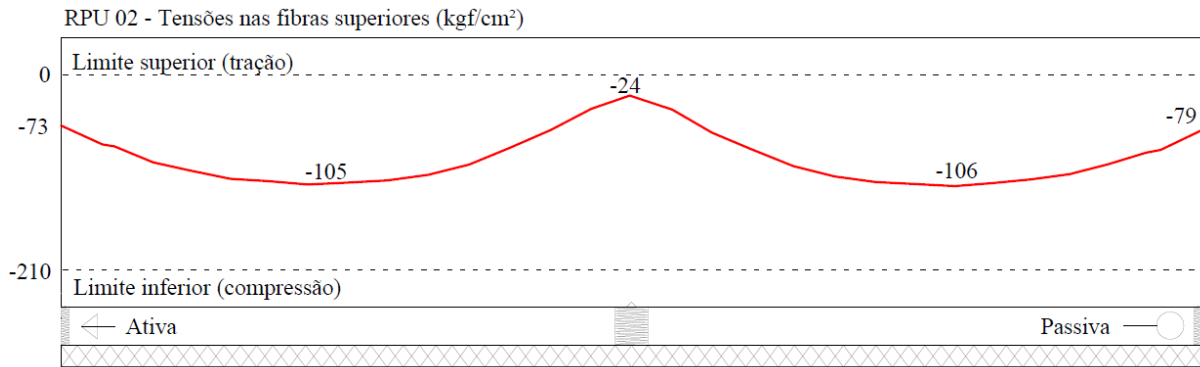


Figura 36: Tensões nas fibras inferiores RPU 02

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

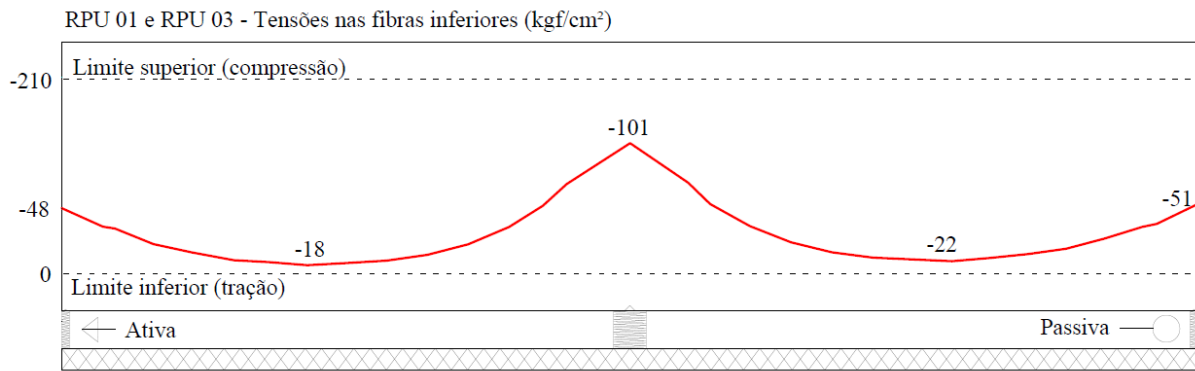


Figura 37: Tensões nas fibras inferiores RPU 02

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Nos diagramas da RPU 02, observa-se um comportamento bastante similar às demais RPUs transversais, onde os pontos mais críticos ocorrem no pilar central para as fibras superiores e no centro dos vãos para as fibras inferiores.

As últimas tensões a serem verificadas são àquelas referentes à RPU 04. Neste caso era esperado uma configuração diferente das tensões devido à quantidade de apoios presentes nessa região de protensão uniforme. Tais tensões estão apresentadas nas Figuras 38 e 39.

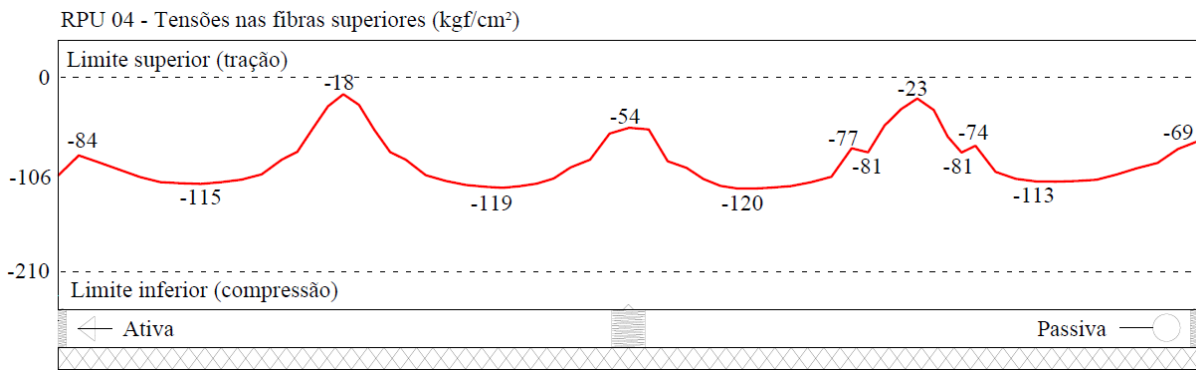


Figura 38: Tensões nas fibras inferiores RPU 04

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

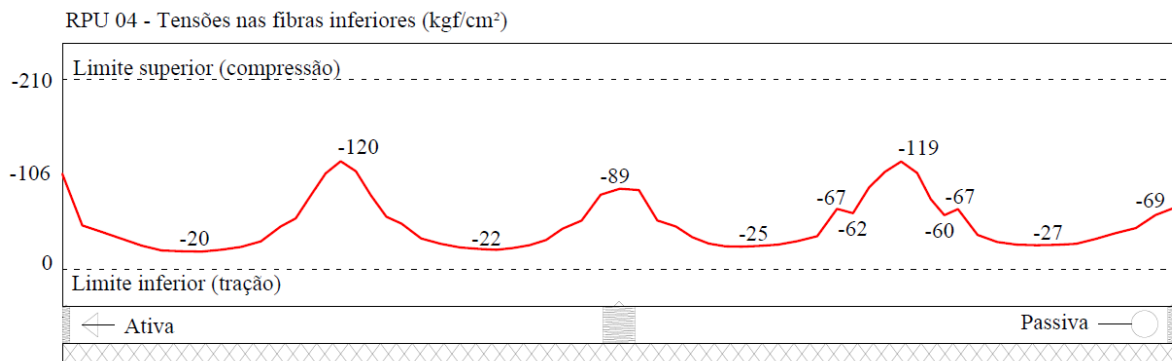


Figura 39: Tensões nas fibras inferiores RPU 04

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Diante da análise dos diagramas de tensões acima, observa-se que, tanto para as fibras superiores quanto para as inferiores, as tensões máximas não excederam as linhas tracejadas, ou seja, as tensões limites não ultrapassadas, sendo garantida a estabilidade e segurança da estrutura. Como conclusão, cabe destacar ainda que as tensões normais médias resultantes foram de 6,5 MPa. Toda a análise aqui descrita foi realizada para as combinações quase-permanentes da estrutura, mas foi também verificada para as demais combinações.

4.7 Armaduras de cisalhamento e de fretagem

As armaduras de cisalhamento são essenciais para complementar a segurança da laje, visto que estas serão diretamente responsáveis por absorver os efeitos da punção que não foram combatidos com a protensão. Uma forma muito comum de se armar estas lajes contra punção é com a utilização de *studs* – armaduras perpendiculares ao plano da laje – que devem ser posicionados na laje ao redor do pilar.

Na Figura 40 é indicada a configuração da armadura de cisalhamento do tipo *stud* para a laje lisa protendida e na Figura 41 detalhes das armaduras para os pilares P09 e P22.

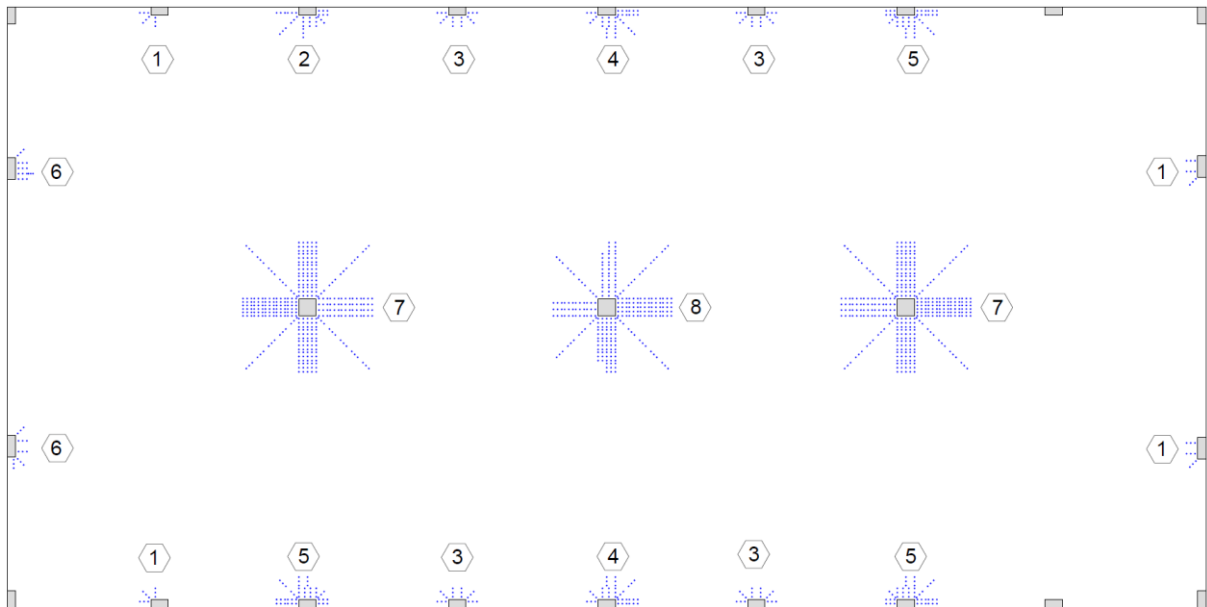


Figura 40: Armaduras de cisalhamento do tipo stud

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

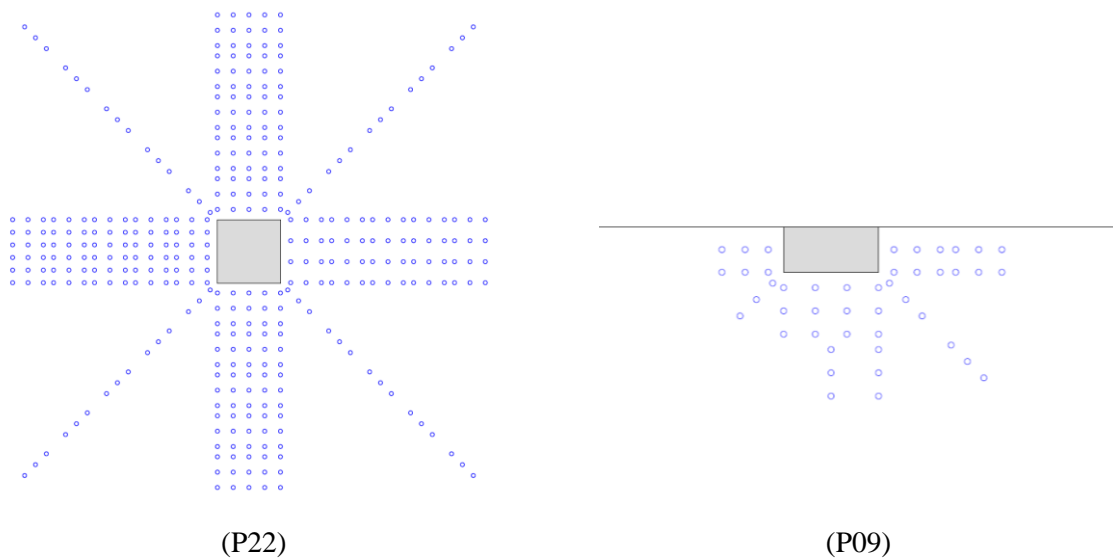


Figura 41: Detalhes das armaduras de cisalhamento do tipo stud

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Pela disposição dos *studs* percebe-se que a maior concentração de esforços ocorre de fato nos pilares centrais, necessitando cerca de dez vezes mais aço do que nos pilares de canto e borda. A área de aço necessária para a região de cada um dos pilares está indicada na Tabela 4.

Tabela 4 – Armadura de punção

Detalhe	Nº de camadas	Nº de linhas	ϕ (mm)	s_0 (mm)	s_r (mm)
1	3	3	6,3	133	98
2	3	11	6,3	133	98
3	3	66	6,3	133	98
4	3	13	6,3	133	98
5	3	15	6,3	133	98
6	3	5	6,3	133	98
7	3	120	8,0	100	98
8	3	92	8,0	100	98

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

No caso da armadura de fretagem, foi considerado uma distribuição seguindo os critérios de Rudloff (2015), considerando as características dos cabos e cordoalhas, que implica em dois tipos de armaduras na região de fendilhamento. A primeira refere-se à distribuição de barras corridas ao longo de toda a borda da laje, com diâmetro de 10mm. O segundo tipo de armadura é inserido no sentido paralelo ao dos cabos de protensão, com diâmetro de 6,3mm, comprimento de 45 cm e espaçamento de 20 cm ao longo de todo o comprimento da laje.

4.8 Armadura passiva e controle de fissuras

Após verificar as tensões atuantes na peça e dimensionar as armaduras de cisalhamento e fretagem, deve-se ainda garantir que o processo de fissuração seja controlado e dimensionar as armaduras passivas da laje. A definição da armadura passiva é uma necessidade básica de todo elemento protendido, ou seja, mesmo que não haja esforços para serem resistidos por essa armadura, esta deve estar presente no seu valor mínimo.

O procedimento de lançamento das regiões de protensão uniforme e definição dos cabos, gerou na estrutura uma gama de esforços antes não considerados na análise do pórtico espacial. Desde modo, foi necessário transferir os esforços de protensão para o correto dimensionamento das armaduras positivas e negativas. Com os procedimentos analíticos do TQS, foram definidas as seguintes armaduras positivas:

- Armadura positiva horizontal: 131 barras de diâmetro 10 mm, comprimento total de 30,08 metros, espaçadas em 10 cm;
- Armadura positiva vertical: 276 barras de diâmetro 16 mm, comprimento total de 15,47 metros, espaçadas em 10 cm.

As Figuras 42 e 43 indicam, respectivamente, a distribuição em planta das armaduras negativas principais e o detalhe dessas armaduras.

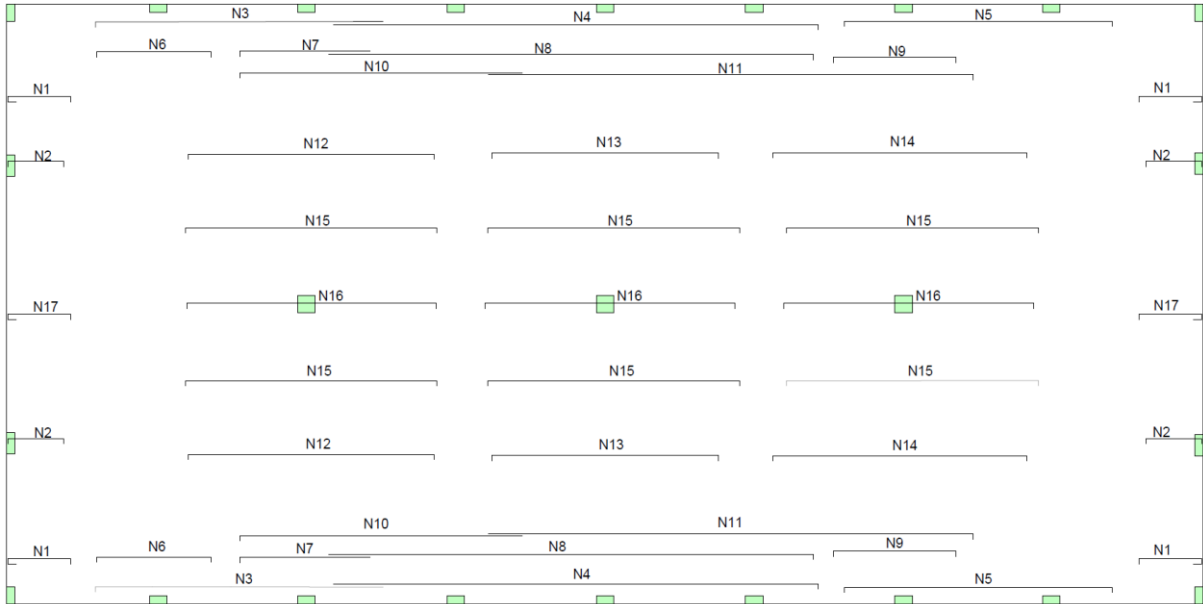


Figura 42: Armaduras negativas principais
 Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

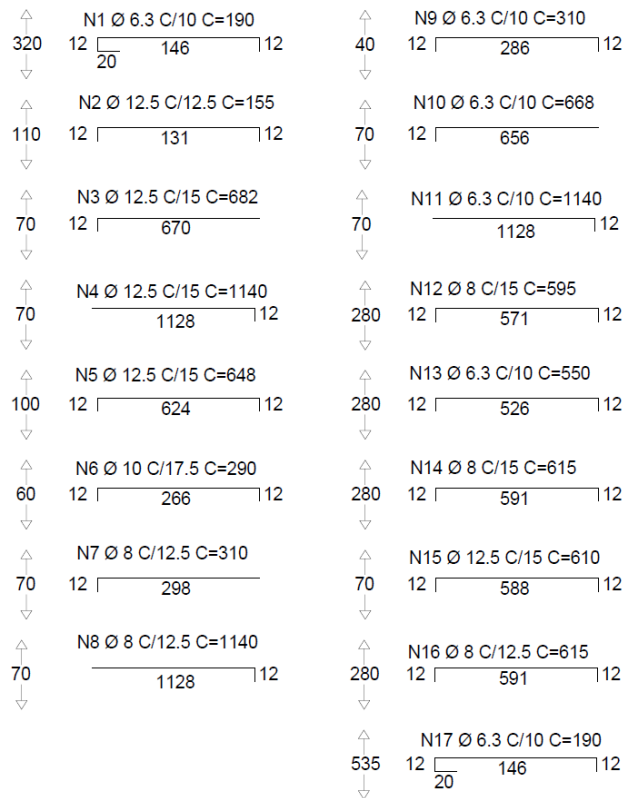


Figura 43: Detalhe das armaduras negativas principais
 Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Na outra direção, foi observado uma distribuição mais fracionada das armaduras, resultando na planta da Figura 44 e nos referidos detalhes indicados na Figura 45.

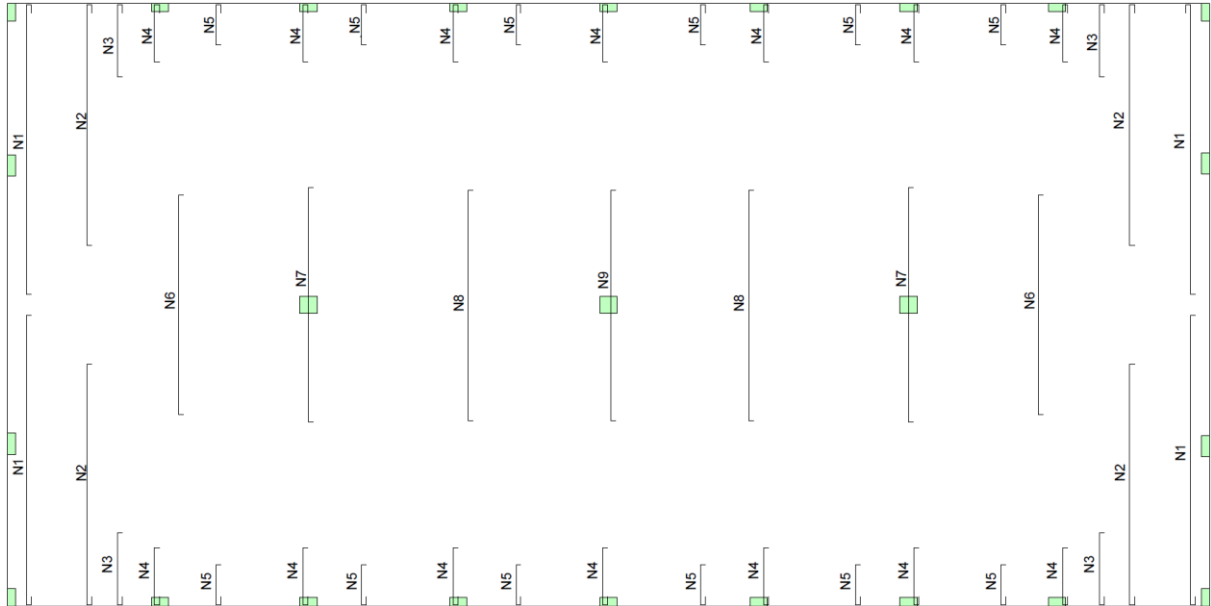


Figura 44: Armaduras negativas secundárias

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

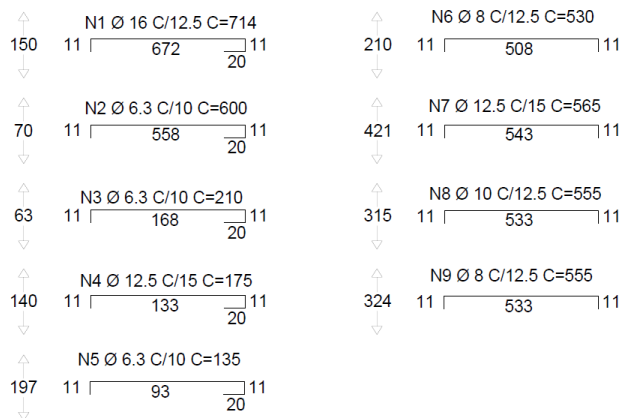


Figura 45: Detalhe das armaduras negativas secundárias

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Com relação ao aparecimento de fissuras, estas são evidenciadas apenas quando um elemento estrutural está submetido a esforços de tração. Deste modo, por meio dos diagramas das tensões previamente apresentado, pode-se inferir que ao longo de todo elemento estrutural não há o surgimento de fissuras. O fato é justificado devido à intensidade e configuração da protensão, fazendo ainda com que os ELS relativos à fissuração sejam satisfatoriamente atendidos.

Com tais verificações resta apenas a avaliação das perdas de protensão, tal que as perdas reais sejam condizentes com as perdas previamente supostas.

4.9 Análise das perdas de protensão

Na análise das perdas de protensão deve-se considerar os dois tipos de perdas inerentes ao sistema de pós-tração sem aderência (cordoalhas engraxadas): perdas imediatas e perdas progressivas. Cada uma dessas perdas foi detalhada previamente no item 2.2.6 deste trabalho.

Para analisar as perdas reais da estrutura, dois aspectos devem ser considerados: a força de protensão resultante do dimensionamento, para o instante de tempo $t = \text{zero}$, pelo software TQS tem intensidade de 41,94 tf e a força encontrada para o instante de tempo $t = \text{infinito}$, considerando as perdas de 15%, foi de 35,65 tf.

Pela análise anterior, nota-se que nos valores não está incluso a porcentagem das perdas imediatas nos 15%, pois já estão inseridas nas configurações pré-estabelecidas pelo programa, considerando as características dos materiais e dispositivos de ancoragem. Tais perdas, por sua vez, correspondem à 6,8% da força inicial de protensão. Na Tabela 5 encontram-se resumidas as perdas.

Tabela 5 – Perdas de Protensão

Natureza	Intensidade (tf)	% perda
Força inicial de protensão	45,00	6,80
Força em $t = 0$	41,94	15,00
Força em $t = \infty$	35,65	-

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Deste modo, a porcentagem total de perdas de protensão na estrutura é de 21,80%.

4.10 Verificação das flechas

Para concluir as verificações de segurança da estrutura, deve-se fazer a verificação das flechas ao longo da laje. Esta é uma das mais importantes verificações para garantir a estabilidade da estrutura e o seu comportamento em situação de serviço. Analisando a Figura 46, observa-se o comportamento da estrutura quando em serviço e seus deslocamentos verticais ao longo de toda a grelha.

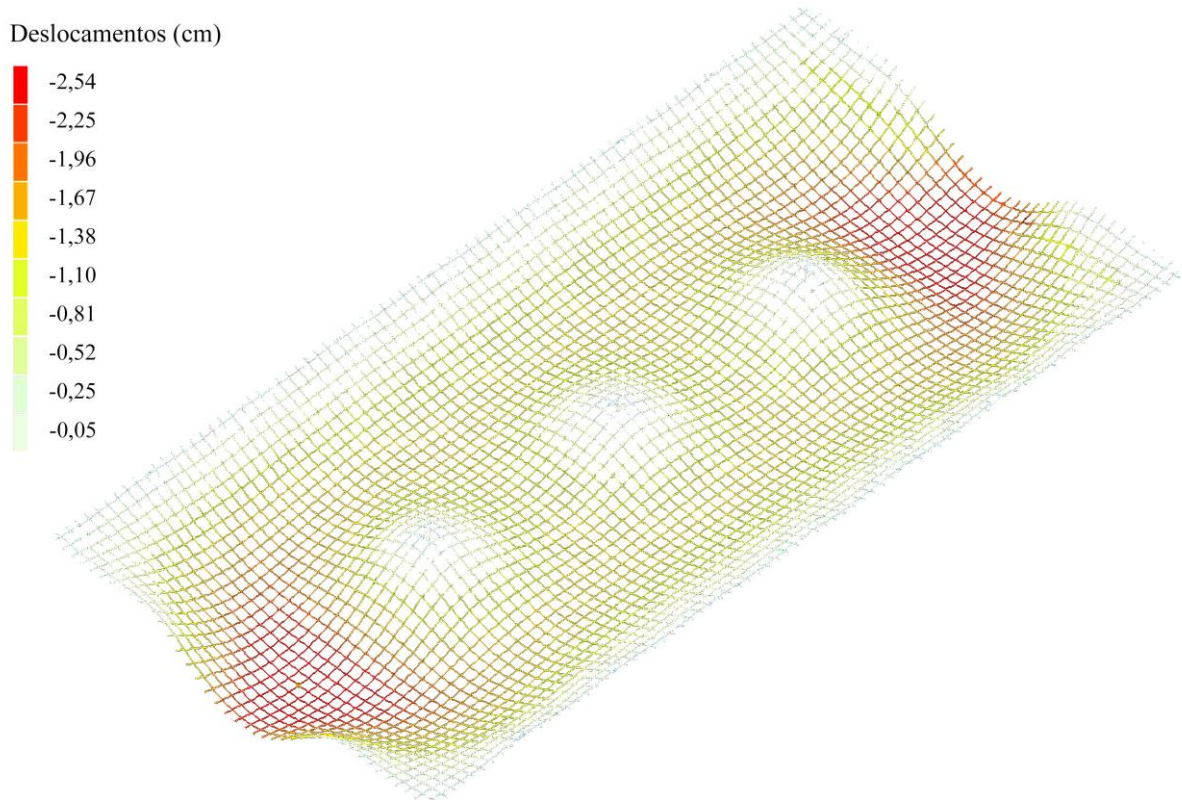


Figura 46: Deslocamentos verticais

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

A cor vermelha indica os pontos em que os deslocamentos verticais são mais significativos, devendo tomar tais pontos como base de comparação para as verificações limites previstas pela norma. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o limite de deslocamento para aceitabilidade sensorial de razão visual é de $\frac{1}{250}$, devendo ser tomado o deslocamento total da estrutura. Diante disso, tendo como referência o maior vão da estrutura, o limite de deslocamento para a laje é de 2,78 cm.

Portanto, já que os deslocamentos apresentados na grelha não superaram o valor limite estabelecido pela norma, as flechas não têm intensidade suficiente para causar qualquer tipo de anomalia no comportamento estrutural, influenciar no surgimento de patologias ou gerar incômodo visual aos usuários da edificação.

4.11 Detalhamento dos cabos

Concluída a análise estrutural, procedeu-se então para a etapa final do dimensionamento de qualquer estrutura: o detalhamento. Este é responsável por mostrar ao executor como vai ser

executada a estrutura e informar a ele todos os dados obtidos no dimensionamento, de forma simples, prática e clara.

Diante disso, as Figura 47 e 48 indica o perfil de elevação dos cabos de protensão da estrutura já dimensionada, com as escalas adaptadas ao corpo do trabalho. No detalhamento, está indicado todos os itens de interesse para a execução da protensão e que já foram descritos anteriormente neste trabalho.

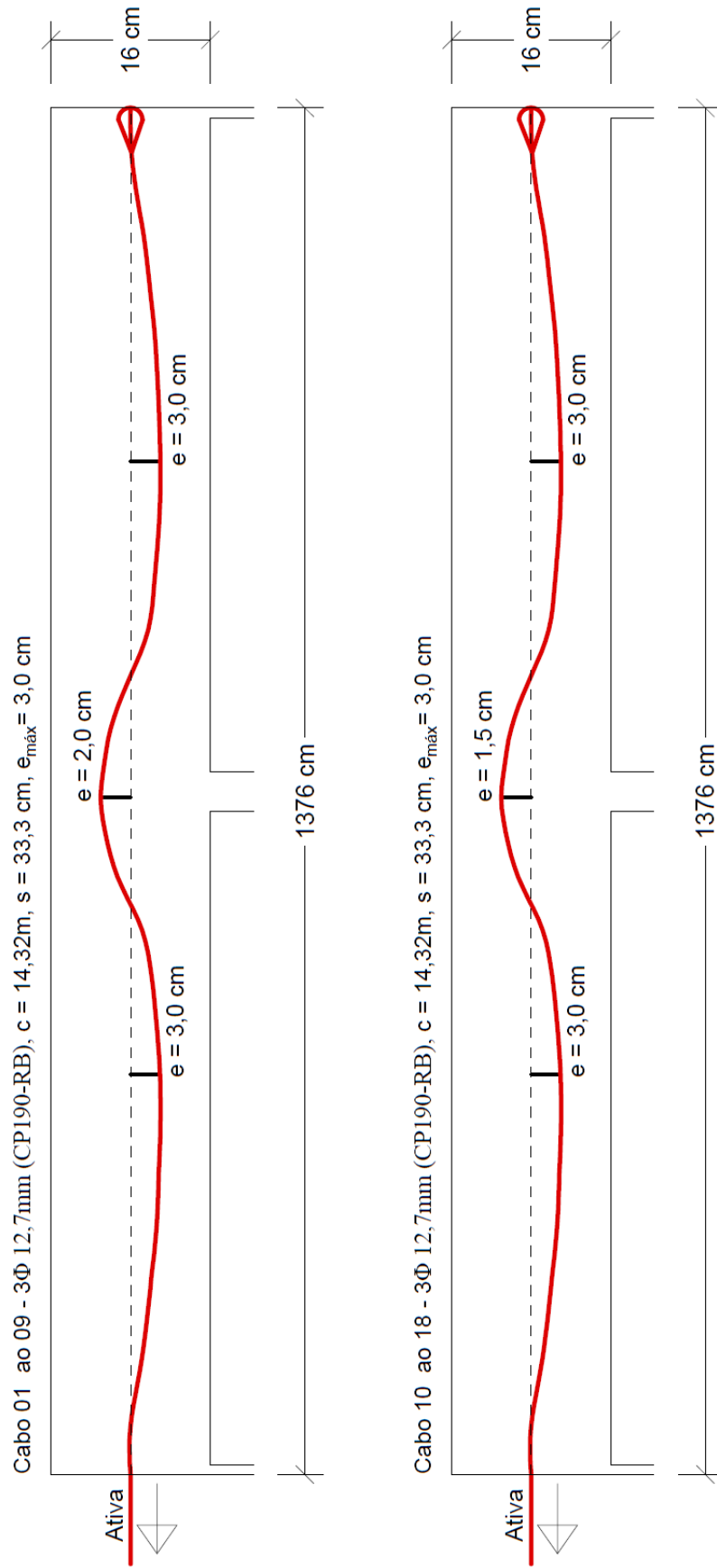


Figura 47: Detalhamento cabos 01 ao 18
 Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

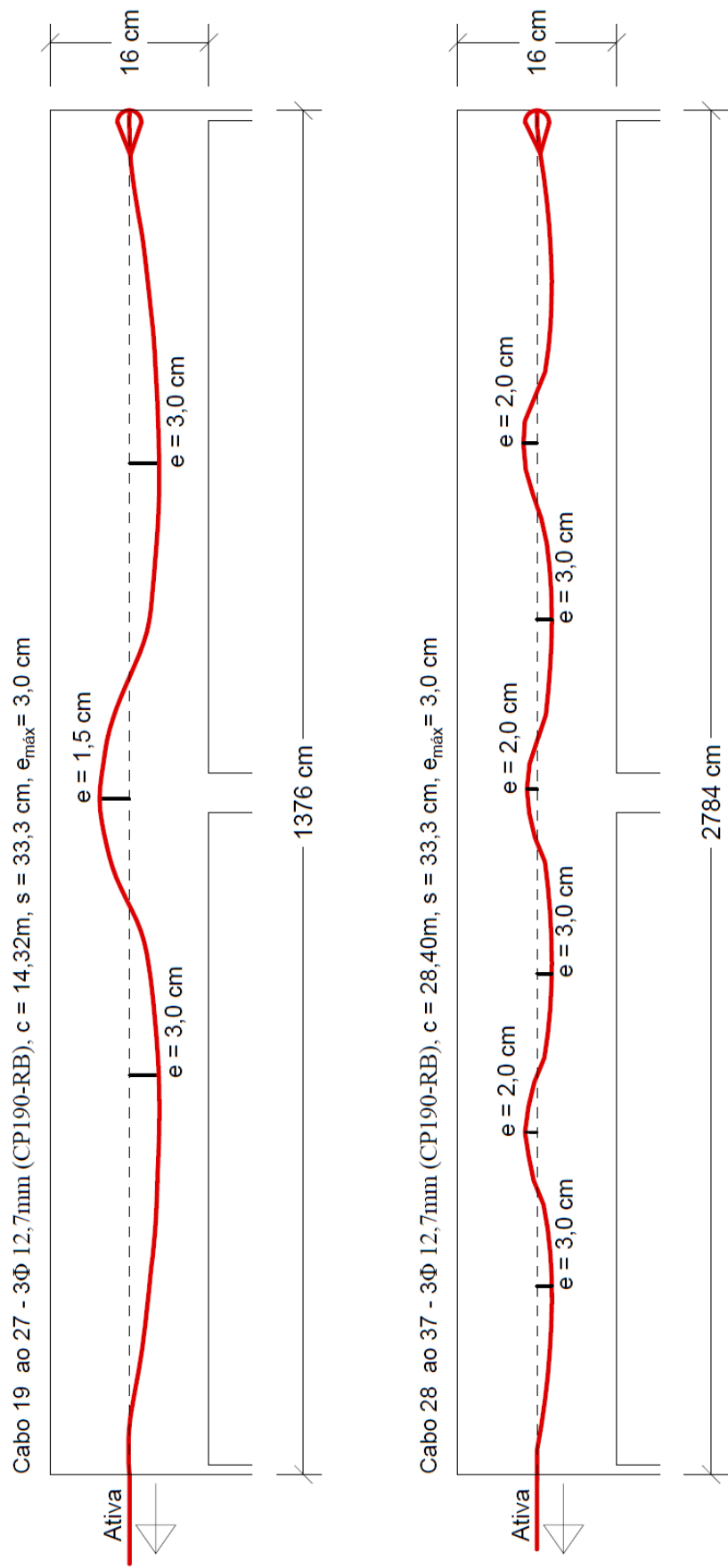


Figura 48: Detalhamento cabos 19 ao 37

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Após a execução de todos os processos de cálculo, análise e detalhamento, finalmente é possível proceder para a etapa de execução da protensão. Para o correto posicionamento dos cabos ao longo de toda a região de protensão uniforme, é necessário determinar as coordenadas de alguns pontos nos cabos. Toma-se então como referência os pontos de excentricidade máxima anteriormente apresentados, tanto para os apoios quanto para os centros dos vãos.

Além do correto posicionamento dos cabos no ato da execução, devem ser avaliados todos critérios de projeto e comportamento da estrutura, de modo a garantir a eficiência do sistema estrutural.

5 ANÁLISE COMPARATIVA

Do ponto de vista teórico, espera-se uma contribuição por parte da protensão na laje, quando comparada com o concreto armado convencional. Neste capítulo, propõe-se uma comparação do dimensionamento da laje de estudo em concreto armado e em concreto protendido, a fim de avaliar os efeitos causados pela protensão no dimensionamento e nas características da laje. A comparação será realizada por meio do *software* TQS, onde ambas as lajes foram dimensionadas, através dos critérios de armadura passiva, armadura transversal do tipo *stud* para punção e deslocamentos na laje.

É importante ressaltar que para essa comparação foram mantidos os carregamentos e geometria da laje, ou seja, a única alteração é a ausência de armadura ativa. Todos os demais dados se mantiveram constantes.

5.1 Armaduras Passivas

Para as armaduras passivas positivas e negativas era esperado uma grande variação de diâmetros e espaçamentos, já que em um dos casos não há nenhum tipo de armadura ativa para auxiliar no combate aos esforços.

Para a armadura positiva horizontal, no caso protendido, tem-se barras de 10mm espaçadas em 10cm, ao longo de toda a laje. Já para o caso sem protensão foi encontrada a mesma configuração de barras, ou seja, a protensão não teve efeito para essas barras. O fato é justificado por nessa direção a protensão ser aplicada em apenas uma RPU e na linha dos pilares, onde predominam as armaduras negativas.

A armadura positiva vertical da laje protendida apresentou barras de 16mm espaçadas em 10cm e a da laje não protendida barras de 16mm com espaçamento de 15cm. Neste caso

percebe-se que a protensão não atuou de forma favorável, pois foi necessário um acréscimo de armadura positiva na laje.

Na armadura negativa horizontal foi possível de se observar o efeito positivo da protensão. Sem protensão não foi possível dimensionar a laje utilizando a mesma espessura, visto que não foi encontrada uma configuração de armaduras em alguns dos pilares de borda.

Por fim, no caso da armadura negativa vertical da laje protendida, também foi encontrada uma distribuição não muito uniforme, mas passível de se dimensionar. Quando ausente a protensão, nenhuma configuração de armaduras permitiu que a laje fosse capaz de suportar os momentos negativos nos pilares centrais, ou seja, a laje tornou-se novamente não dimensionável para sua geometria.

Diante disso, conclui-se que quando sem protensão a laje não pode ser dimensionada para sua geometria proposta, ou seja, fica evidente a contribuição da protensão no combate aos esforços negativos na estrutura.

5.2 Studs

Para as armaduras de cisalhamento, a situação foi muito similar às armaduras negativas. Quando dimensionada em concreto armado, a laje não pôde resistir às solicitações para nenhum arranjo dos conectores. Isto é, a laje novamente se tornou impossível de ser dimensionada em sua espessura atual.

Neste ponto, tem-se bem-sucedido um dos principais objetivos do presente trabalho: a avaliação do efeito da protensão na punção. A parcela de contribuição da protensão na punção, considerada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), foi essencial para o dimensionamento e verificação da laje, não sendo possível para a mesma geometria descartar o uso da protensão.

Para que o dimensionamento da laje fosse realizado utilizando apenas o concreto armado, foi necessário aumentar a espessura da laje de 16cm para 25cm. Isto é, retirando a protensão foi necessário realizar um acréscimo de 9cm na espessura da laje para que essa fosse capaz de resistir aos esforços solicitantes.

5.3 Deslocamentos

Os deslocamentos são um dos pontos mais importantes a serem verificados, pois esses são um dos critérios de decisão para utilizar o concreto protendido em uma estrutura. Diante disso, na Figura 49 pode-se observar novamente os deslocamentos da estrutura protendida. Já

na Figura 50 estão apresentados os deslocamentos da estrutura em concreto armado, para as mesmas configurações, critérios e combinações.

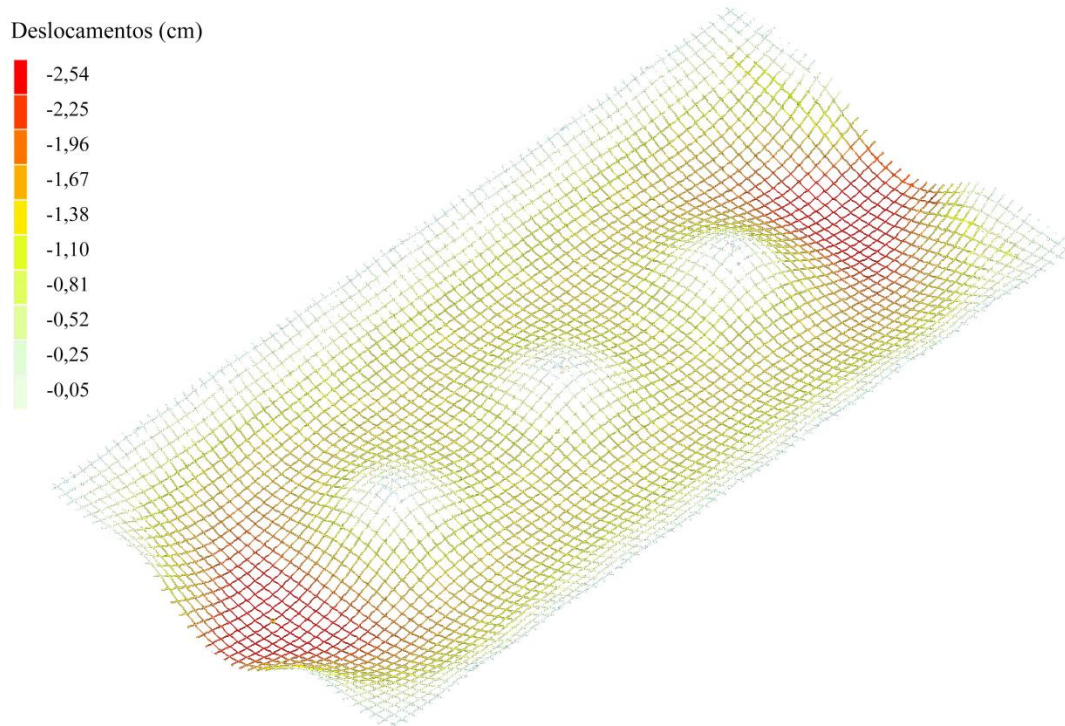


Figura 49: Deslocamentos verticais laje protendida (h = 16 cm)
Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

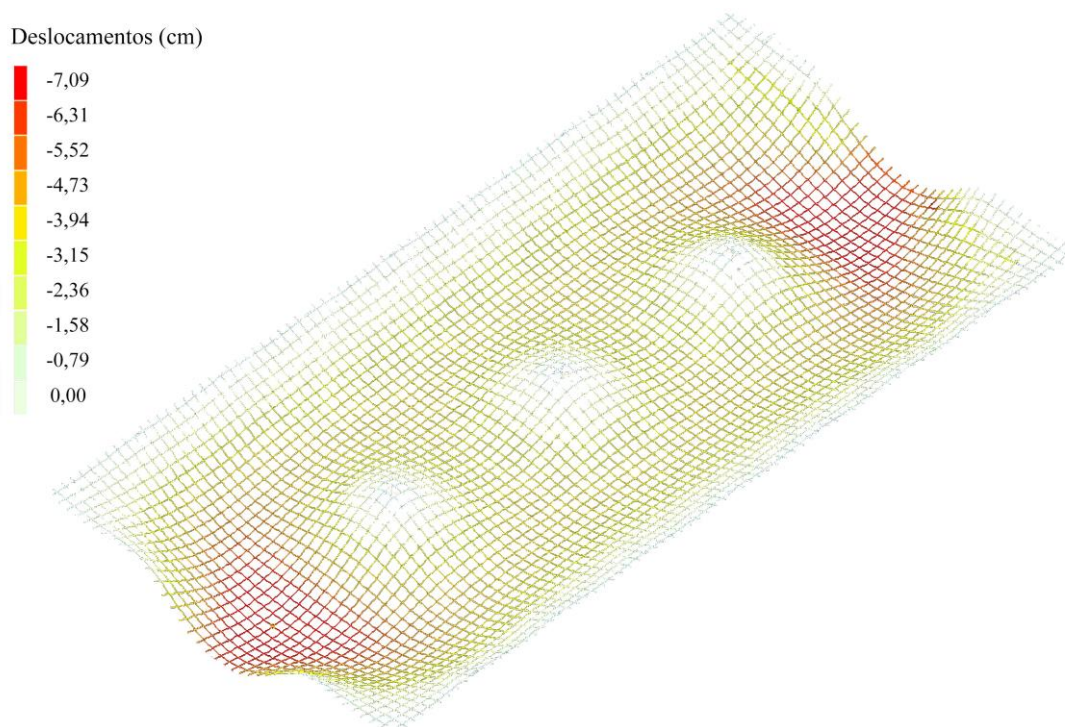


Figura 50: Deslocamentos verticais laje em concreto armado (h = 16 cm)
Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Analisando as Figuras 51 e 52, fica nítido de como os deslocamentos são menores no sistema de concreto protendido. Comparando com o valor limite normativo de 2,79 cm, percebe-se que, em concreto armado, quase a totalidade da área da laje supera o limite de deslocamento em valores extremos. Novamente percebe-se o efeito favorável da protensão.

6 VERIFICAÇÕES ANALÍTICAS

Para compreender melhor o comportamento estrutural, foram realizadas algumas verificações manuais, a fim de comparar os resultados encontrados com os apresentados pelo *software* TQS. Para tal, fez-se a verificação das perdas de protensão, por meio dos processos apresentados anteriormente, e ainda as verificações de algumas regiões sob efeito de punção.

6.1 Perdas de Protensão

Para obter resultados o mais próximo possível dos obtidos pelo programa, foram extraídos os dados dos critérios utilizados no dimensionamento da laje lisa pelo TQS, disponíveis nas configurações do problema. Ainda que alguns desses dados já tenham sido apresentados neste trabalho, serão novamente descritos a fim de deixar mais acessível ao leitor. Desde modo, para o dimensionamento manual, foram utilizados os dados apresentados a seguir.

O concreto com resistência característica de 350 kgf/cm² aos 28 dias e 210 kgf/cm² no ato da protensão, com seu módulo de elasticidade de 2940292 tf/m². O aço por sua vez é do tipo CP190-RB, com módulo de elasticidade de 2,1.107 tf/m², onde as cordoalhas de bitola 12,7 mm possuem uma área de seção de 1,002 cm². A força inicial de protensão pré-estabelecida de 15 tf/cordoalha, totalizando 135 tf para cada metro da região de protensão uniforme. As cargas permanentes somam um total de 755,78 kgf/m para a RPU com comprimento de 13,76 m.

O coeficiente de atrito adotado entre as cordoalhas foi de 0,08 e a excentricidade utilizada foi a média de todas as excentricidades máximas, totalizando 2,67 cm. As propriedades da seção geométrica resultaram em uma área da seção de concreto de 1600 cm² e uma área total de armaduras ativas de 9,018 cm². O momento de inércia da seção calculado é de 34133,33 cm⁴.

Algumas considerações ainda devem ser feitas: as perdas foram calculadas para a RPU 1, mas espera-se valores aproximados para as demais RPUs; pelo fato de a área de aço corresponder a apenas 0,56% da área de concreto, foi desprezada a homogeneização da seção; os cálculos se baseiam em uma faixa de um metro da RPU. Na Figura 48 está indicada a

representação gráfica do corte da seção transversal da laje, onde a Figura 51 (A) indica a seção do apoio e a Figura 51 (B) o meio do vão.

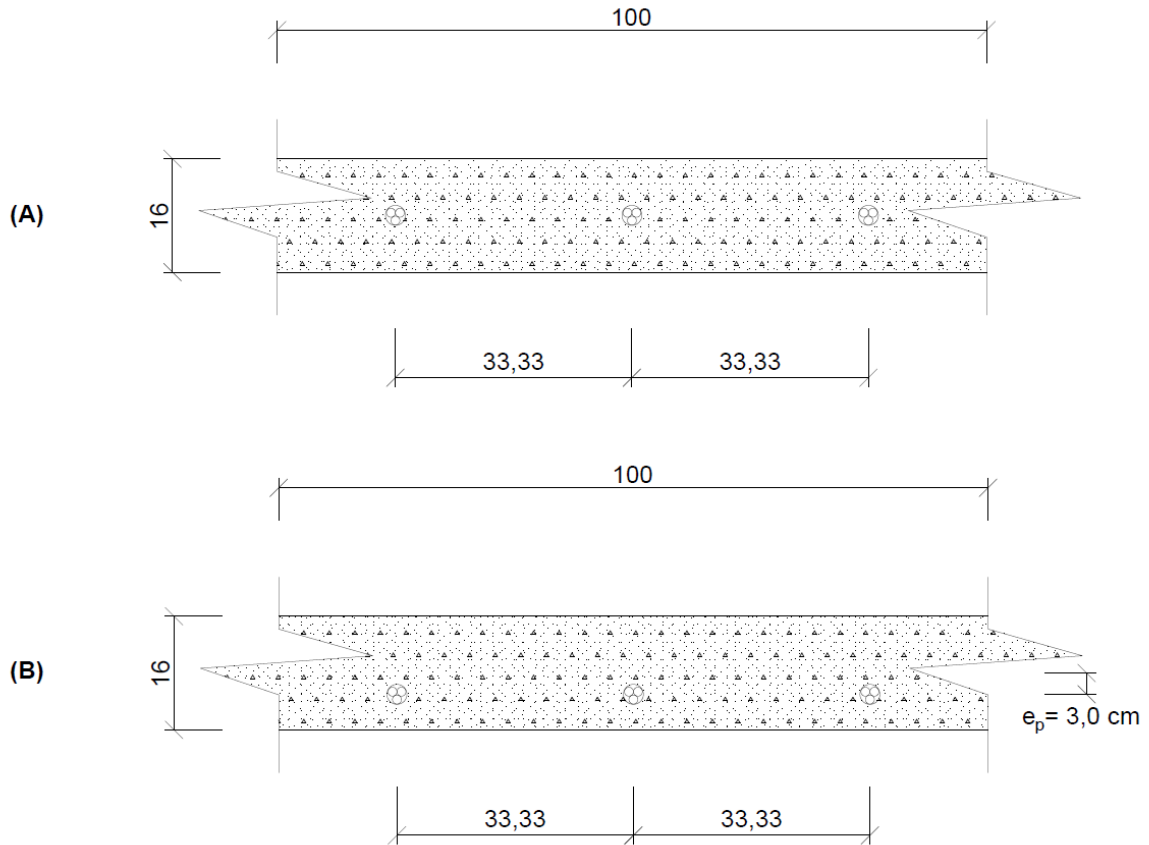


Figura 51: Seção transversal da laje (unidades em cm)

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

6.1.1 Encurtamento elástico do concreto

A perda por encurtamento elástico do concreto é dada por:

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

Tem-se que:

$$\sigma_{cg} = \frac{M_{cg}e_p}{I_x} = \frac{\left(\frac{gL^2}{8}\right)e_p}{I_x} = \frac{\left(\frac{0,756(13,76)^2}{8}\right)2,67}{34133,33}$$

$$\sigma_{cg} = 139,92 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_i}{Ac} - \frac{P_i e_p}{Ix} = -\frac{135}{1600} - \frac{135(2,67)}{34133,33}$$

$$\sigma_{cp} = -94,94 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\alpha_E = \frac{E_p}{E_c} = \frac{2,1 \times 10^7}{2940292} = 7,142$$

$$n = 3 \text{ cordoalhas}$$

Assim:

$$\Delta\sigma_p = \frac{7,142(-94,94 + 139,92)(3-1)}{2(3)}$$

$$\Delta\sigma_p = 107,08 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

Em termos de força:

$$\Delta P = \Delta\sigma_p A_p = 107,08(9,018) = 0,966 \text{ tf}$$

Por fim:

$$P_{o1} = P_i - \Delta P = 135 - 0,966 \rightarrow P_{o1} = 134,03 \text{ tf}$$

6.1.2 Atrito

As perdas por atrito ao longo de todo o cabo podem ser determinadas por meio de:

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

Onde:

$$P_i = P_{o1}$$

$$\mu = 0,08$$

$$k = 0,01\mu = 0,0008$$

Ainda restam dois parâmetros para serem determinados. O parâmetro x faz referência à abscissa, ou seja, a coordenada horizontal do ponto no cabo onde está sendo avaliada a perda, que será variável ao longo da estrutura. O parâmetro de desvio α será determinado pelo arco cuja tangente equivale à razão entre a excentricidade e a coordenada abscissa relativa. Diante disso, são determinados 10 trechos para cálculo das perdas e, portanto, 10 ângulos de desvio distintos. Os trechos e ângulos são apresentados na Tabela 6, onde x_i representa a coordenada inicial do trecho, x_f a coordenada final, L a largura do trecho e e_p a excentricidade do cabo.

Tabela 6 – Ângulos de desvio

Trecho	x_i (m)	x_f (m)	L (m)	e_p (cm)	α (rad)	$\sum\alpha$ (rad)
1	0,00	0,50	0,50	0	0,000	0,000
2	0,50	3,40	2,90	3	0,010	0,010
3	3,40	3,90	0,50	0	0,000	0,010
4	3,90	5,90	2,00	3	0,015	0,025
5	5,90	6,90	1,00	2	0,020	0,045
6	6,90	7,90	1,00	2	0,020	0,065
7	7,90	9,90	2,00	3	0,015	0,080
8	9,90	10,40	0,50	0	0,000	0,080
9	10,40	13,30	2,90	3	0,010	0,090
10	13,30	13,80	0,50	0	0,000	0,090

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Com os valores de x e α pode-se finalmente calcular as perdas para cada um dos trechos. Os resultados estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Perdas por atrito

Trecho	P ₀₁ (tf)	Perda	P _f (tf)
1	134,030	0,054	133,976
2	133,976	0,471	133,506
3	133,506	0,522	132,983
4	132,983	0,891	132,093
5	132,093	1,199	130,893
6	130,893	1,499	129,394
7	129,394	1,840	127,554
8	127,554	1,864	125,691
9	125,691	2,222	123,468
10	123,468	2,232	121,237

Fonte: Arquivo Pessoal (2019).

Nota-se que foram obtidos vários valores para a perda por atrito. Diante disso, é necessário determinar a perda média ao longo do cabo. Para tal será calculado o alongamento médio do cabo através de uma média ponderada das forças P_f, de modo que:

$$\Delta L(E_p A_p) = \sum_{i=1}^{10} \frac{P_f(i) + P_f(i+1)}{2} (L)$$

Resolvendo o somatório anterior, encontra-se que:

$$\Delta L(E_p A_p) = 1790,9021 \text{ tfm}$$

Como $E_p = 2100 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$ e $A_p = 9,018 \text{ cm}^2$:

$$\Delta L = 9,46 \text{ m}$$

Por fim:

$$P_m = \frac{\Delta L(E_p A_p)}{L} = \frac{179090,21}{13,76}$$

$$P_m = 130,15 \text{ tf}$$

Como P_{o2} representa a força já descontada da perda, tem-se que a força perdida por atrito é de:

$$\Delta P = P_{o1} - P_m = 134,03 - 130,15$$

$$\Delta P = 3,88 \text{ tf}$$

$$P_{o2} = 130,15 \text{ tf}$$

6.1.3 Acomodação de ancoragem

A perda por acomodação da ancoragem será calculada de forma simplificada, considerando a linearidade geométrica do cabo, pela Lei de Hooke. Como a acomodação é de 10 mm para cada RPU, tem-se que para a faixa de um metro a acomodação vale 3,33 mm. Com o cabo possuindo um comprimento total de 14,32 m, tem-se:

$$\sigma = E_p \varepsilon$$

$$\Delta \sigma = E \Delta \varepsilon = 2100 \left(\frac{3,33}{14,32} \right)$$

$$\Delta \sigma = 0,488 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Em termos de força:

$$\Delta P = \Delta \sigma A_p = 0,488(9,018)$$

$$\Delta P = 4,40 \text{ tf}$$

Portanto:

$$P_{o3} = P_{o2} - \Delta P$$

$$P_{o3} = 125,75 \text{ tf}$$

Desde modo, conclui-se que, a força de protensão após descontadas todas as perdas imediatas é de 125,75 tf. O software TQS, por sua vez, apresentou uma força de 125,82 tf. Fica evidente que os resultados apresentados estão satisfatoriamente próximos e que as perdas foram calculadas corretamente.

6.1.4 Retração do concreto

A perda por retração representa a primeira das perdas progressivas ocorrendo na peça estrutural. Essas perdas ao longo do tempo, de um modo geral, dependem diretamente dos parâmetros de umidade do ambiente onde a estrutura está inserida. Entretanto, não foi possível extrair do software TQS a umidade do ambiente, utilizada no cálculo das perdas realizado pelo programa, apenas o tempo inicial de protensão. Desde modo, para que fosse dada continuidade ao processo manual, foi adotado uma umidade de 75% para o ambiente, um tempo de protensão inicial de 5 dias e tempo de protensão no infinito de 3000 dias.

Com esses dados, pode-se obter o coeficiente de umidade por meio da Tabela A.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), fazendo uma interpolação linear dos dados para coincidir com a umidade deste trabalho. Foi encontrado então que $\gamma=2,08$. Assim, admitindo que, por se tratar de uma seção interna da laje, apenas as faces superior e inferior da laje estão em contato com o ar, tem-se:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2A_c}{u_{ar}} = \frac{2,08(2(1600))}{100 + 100}$$

$$h_{fic} = 33,28 \text{ cm}$$

Com os dados de umidade, altura fictícia e com auxílio da Tabela 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), encontra-se o coeficiente de retração da estrutura.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = -0,347\%$$

A perda é dada por:

$$\Delta\sigma_p = E\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 2100(-0,347\%)$$

$$\Delta\sigma_p = -0,729 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Em termos de força:

$$\Delta P = \Delta\sigma_p A_p = -0,729(9,018)$$

$$\Delta P = -6,57 \text{ tf}$$

6.1.5 Fluência do concreto

Um ponto a se lembrar é que as perdas progressivas ocorrem simultaneamente, ou seja, todas elas ocorrem tendo como referência a força de protensão descontada das perdas iniciais apenas.

Para determinar as perdas por fluência, foi utilizada uma formulação simplificada, por meio do coeficiente de fluência da Tabela 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Deste modo, a perda por fluência é dada por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_E \varphi (\sigma_{cg} - |\sigma_{cpo}|)}{1 - \frac{\alpha_E |\sigma_{cpo}| \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sigma_{po}}}$$

Tem-se que:

$$\sigma_{cg} = 139,92 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cpo} = -\frac{P_{o3}}{A_c} - \frac{P_{o3} e_p}{I_x} = -\frac{125,75}{1600} - \frac{125,75(2,67)}{34133,33}$$

$$\sigma_{cpo} = 88,43 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{po} = \frac{125,75}{9,018}$$

$$\sigma_{po} = 13944,33 \text{ Kgf/cm}^2$$

Por meio da norma brasileira, encontra-se então o coeficiente de fluência:

$$\varphi = 2,8$$

Assim:

$$\Delta\sigma_p = \frac{7,142(2,8)(139,92 - 88,43)}{1 - \frac{7,142(88,43) \left(1 - \frac{2,8}{2}\right)}{13944,33}}$$

$$\Delta\sigma_p = 1,05 \frac{\text{tf}}{\text{cm}^2}$$

Logo:

$$\Delta P = \Delta\sigma_p = 1,05(9,018)$$

$$\Delta P = 9,47 \text{ tf}$$

6.1.6 Relaxação do aço

A última perda a ser calculada refere-se à relaxação da armadura ativa. Para tal, dispõe-se das seguintes formulações:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \psi(t, t_0) \cdot \sigma_{pi}$$

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \cdot \left(\frac{t-t_0}{41,67}\right)^{0,15}$$

$$t = \frac{T_i + 10}{30} (\Delta t)$$

Admitindo-se uma temperatura ambiente de 20°C, tem-se que as idades fictícias da estrutura são:

$$t_0 = 5 \text{ dias}$$

$$t_\infty = 3000 \text{ dias}$$

Determina-se então, por meio da Tabela 8.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o coeficiente ψ_{1000} do problema em questão para aços de relaxação baixa:

$$\psi_{1000} = 3,5\%$$

Pode-se então calcular o próximo coeficiente:

$$\psi(t, t_0) = 3,5\% \cdot \left(\frac{3000 - 5}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\psi(t, t_0) = 6,464\%$$

A perda de tensão é:

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 6,464\% \left(\frac{135}{9,018} \right)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 7,90 \text{ tf}$$

Assim, somando-se as perdas *por retração, fluência e relaxação da armadura*, tem-se que as perdas progressivas totalizam 23,94 tf, resultando em 19,03%. A força de protensão no tempo infinito, descontadas todas as perdas, resultou em 101,81 tf.

6.2 Punção

Com relação à punção, foi realizado o dimensionamento manual para dois pilares, um de centro e um de borda, a fim de comparar as áreas de aço e entender melhor sua natureza. Os pilares escolhidos foram dois dos mais solicitados, o pilar central P22 e o pilar de borda P09.

Em todos os casos, foi adotado concreto com resistência característica de 35 MPa, aço CA-50 para as armaduras passivas e aço CP190-RB para as armaduras ativas, assim como no dimensionamento realizado pelo *software* TQS.

Os esforços de cálculo de dimensionamento para o pilar P22 são: $FNd = 75,1$ tf, $Mxd = 2,92$ tfm e $Myd = 1,92$ tfm. Para o pilar P09 tem-se: $FNd = 16,9$ tf, $Mxd = 4,51$ tfm e $Myd = 0,09$ tfm, onde FNd representa a força normal, Mxd o momento fletor na direção x e Myd o momento fletor na direção y. Com relação à geometria da laje, mantém-se as dimensões já conhecidas com espessura de 16 cm e altura útil de 13 cm. Os pilares P22 e P09 tem dimensões de 40 cm x 40 cm e 19 cm x 40 cm, respectivamente. Com isso, tem-se o dimensionamento descrito a seguir.

6.2.1 Pilar P22 (central)

Com os esforços já conhecidos, para o dimensionamento da laje à punção necessita-se ainda das taxas de armaduras passivas e ativas em cada uma das direções. Assim, há uma distribuição para as armaduras negativas de $\phi 8$ mm espaçados a cada 12,5 cm na direção x e de $\phi 12,5$ mm espaçados a cada 15 cm na direção y. No caso das armaduras ativas admite-se as que cruzam a seção do pilar, sendo a seção acrescida de uma distância de $d/2$ a partir de cada uma das faces.

Desde modo, na direção x há apenas um cabo de protensão que cruza a seção definida, correspondendo a três cordoalhas de $\phi 12,7$ mm. Na direção y, por sua vez, existem dois cabos cruzando a região definida, ou seja, há seis cordoalhas de $\phi 12,7$ mm. A força de protensão inicial é a mesma definida no cálculo das perdas com intensidade de 15 tf/cordoalha e com as perdas totais no tempo infinito de 24,6%. Procede-se ainda aos cálculos.

O perímetro de controle do pilar (C) é:

$$u_0 = 4 \times 40 \text{ cm} = 160 \text{ cm}$$

O perímetro crítico do contorno C' é tal que:

$$u = u_0 + 2\pi(2d) = 323,36 \text{ cm}$$

A resistência da armadura de punção é determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando os valores extremos de 435 MPa para lajes com espessura maior que 35 cm e 250

MPa para lajes com espessura de até 15 cm. Como a laje de estudo possui espessura de 16 cm, aplica-se uma interpolação linear.

$$\frac{435 - 250}{35 - 15} = \frac{435 - f_{ywd}}{35 - 16}$$

$$f_{ywd} = 259,25 \text{ MPa}$$

A taxa de armadura de flexão aderente refere-se, para cada uma das direções consideradas, à quantidade de armadura superior compreendida em uma faixa de 100 cm. Logo:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{1600} = \frac{4,02}{1600} = 0,251\%$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{1600} = \frac{8,18}{1600} = 0,418\%$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0,324\%$$

Verifica-se então a compressão diagonal do concreto no perímetro C.

$$\tau_{sd} = \frac{FN_d}{u_0 d} = \frac{75,1}{1,60(0,13)} = 361,06 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \left(\frac{f_{ck}}{1,4} \right) = 5,81 \text{ MPa} = 581 \text{ tf/m}^2$$

Como a tensão solicitante é inferior à tensão resistente na biela, não ocorre esmagamento da biela no perímetro de contorno C do pilar. A seguir, será determinado o coeficiente k e os módulos de resistência.

Para o momento em relação ao eixo x o coeficiente k é dado de acordo com a relação entre os lados do pilar $C_1/C_2 = 1$. Com a razão das dimensões do pilar, determina-se k pela Tabela 19.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), tal que $k = 0,60$. O módulo de resistência para o mesmo eixo é:

$$W_{px} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = 1,05 \text{ m}^2$$

Para o eixo y, tem-se que da mesma forma $C_1/C_2 = 1$, logo $k = 0,60$. O módulo de resistência é dado por:

$$W_{py} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = 1,05 \text{ m}^2$$

Pode-se então prosseguir para o cálculo das tensões no perímetro crítico C' . Assim, tem-se que a tensão normal de compressão devido à protensão para alívio da tensão solicitante, considerando o vão médio perpendicular ao traçado, é:

$$\sigma_{cp,x} = \frac{P_{\infty n}}{dL} = \frac{(1-24,6\%)(15 \text{ tf/cordoalha})(27 \text{ cordoalhas})}{(0,13 \text{ m})(6,88 \text{ m})} = 341,42 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{cp,y} = \frac{P_{\infty n}}{dL} = \frac{(1-24,6\%)(15 \text{ tf/cordoalha})(30 \text{ cordoalhas})}{(0,13 \text{ m})(6,95 \text{ m})} = 375,54 \text{ tf/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{cp} = 358,48 \text{ tf/m}^2 = 3,58 \text{ MPa}$$

A tensão solicitante no contorno C' é:

$$\tau_{sd} = \frac{FN_d}{ud} + \frac{k_x M_{xd}}{W_{px} d} + \frac{k_y M_{yd}}{W_{py} d} = \frac{75,1}{(3,234)(0,13)} + \frac{0,60(2,92)}{(1,05)(0,13)} + \frac{0,60(1,92)}{(1,05)(0,13)}$$

$$\tau_{sd} = 199,91 \text{ tf/m}^2$$

A tensão resistente é:

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

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{13}} \right) \left(100 \left(\frac{0,324}{100} \right) 35 \right)^{\frac{1}{3}} + 0,10(3,58)$$

$$\tau_{Rd1} = 101,23 \text{ tf/m}^2$$

Como $\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$ há necessidade de se armar à punção. Considerando a tensão de alívio devido à protensão, para o ângulo do cabo de protensão $\alpha_0 = 0,35^\circ$ tem-se:

$$\tau_{Pd} = \frac{\sum P_{\infty} \text{sen } \alpha_0}{ud} = \frac{(0,754)(15 \text{ tf/cordoalha})(9 \text{ cordoalhas}) \text{sen } 0,35}{3,234(0,13)} = 1,48 \text{ tf/m}^2$$

Logo, a tensão efetiva no contorno C' é:

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} = 198,43 \text{ tf/m}^2 = 1,98 \text{ MPa}$$

Para calcular a armadura de punção, determina-se primeiro o espaçamento:

$$sr \leq 0,75d = 9,8 \text{ cm}$$

Logo, adota-se $sr = 9,8 \text{ cm}$, mesmo espaçamento adotado pelo programa TQS. Procedese então ao cálculo da área de aço, de modo que:

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d A_{sw} f_{ywd} \text{sen } \alpha}{sr ud}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,861 + 1,5 \left(\frac{A_{sw} (259,25) \text{sen } 90}{sr (323,4)} \right) \leq \tau_{sd,ef} = 1,98$$

$$\frac{A_{sw}}{sr} = 0,93 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{sw} = 9,12 \text{ cm}^2$$

Admitindo que o momento atue ao redor do pilar em uma região de até 150 cm a partir de cada uma das faces, serão necessários aproximadamente 15 contornos de armadura, considerando o espaçamento radial de 9,8 cm, totalizando 136,8 cm². Adotando $\phi 8$ mm para as armaduras, é necessário a utilização de 274 conectores.

Para possibilitar uma melhor comparação com o programa TQS, foi adotado também linhas de conectores com três camadas, totalizando 92 linhas de conectores. Assim, os *studs* serão distribuídos radialmente ao redor do pilar em 92 linhas de três camadas. Por fim verifica-se a superfície C'', distante 2d da última camada de conectores.

$$u = 2(40 + 40) + 4\pi 13 + 2\pi p$$

$$p = 9,8(15) + 26 + 0,8(15) = 185 \text{ cm}$$

$$u = 1485,75 \text{ cm}$$

$$W_{px} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 + 2C_2 p + 16dp + 4p^2 + \pi C_1 p = 22,39 \text{ m}^2$$

$$W_{py} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 + 2C_2 p + 16dp + 4p^2 + \pi C_1 p = 22,39 \text{ m}^2$$

A tensão solicitante é:

$$\tau_{sd} = \frac{FN_d}{ud} + \frac{k_x M_{xd}}{W_{px} d} + \frac{k_y M_{yd}}{W_{py} d} = \frac{75,1}{(14,86)(0,13)} + \frac{0,60(2,92)}{(22,39)(0,13)} + \frac{0,60(1,92)}{(22,39)(0,13)}$$

$$\tau_{sd} = 39,86 \text{ tf/m}^2 \leq \tau_{Rd1} = 101,23 \text{ tf/m}^2$$

Como a condição de segurança para a superfície crítica é satisfeita, a configuração escolhida para as armaduras é satisfatória.

6.2.2 Pilar P09 (borda)

No caso do pilar de borda analisado, é importante observar existem cabos de protensão cruzando o pilar em apenas uma das direções, correspondendo a uma armadura ativa de três cordoalhas na direção y. A armadura passiva negativa nas duas direções, tanto x quanto y, é composta por barras de 12,5 mm de diâmetro, espaçadas em 15 cm. Pode-se então iniciar o processo de dimensionamento.

O perímetro de controle do pilar (C) é:

$$u_0 = 2(19) + 40 = 78 \text{ cm}$$

O perímetro crítico do contorno C' é tal que:

$$u = u_0 + \pi(2d) = 159,68 \text{ cm}$$

Considera-se ainda o contorno do perímetro crítico reduzido, tal que:

$$u^* = \text{menor} \begin{cases} C_1 + C_2 + 2\pi d = 140,68 \text{ cm} \\ 3d + C_2 + 2\pi d = 160,68 \text{ cm} \end{cases}$$

$$u^* = 140,68 \text{ cm}$$

Cálculo da resistência da armadura de punção:

$$\frac{435 - 250}{35 - 15} = \frac{435 - f_{ywd}}{35 - 16}$$

$$f_{ywd} = 259,25 \text{ MPa}$$

A taxa de armadura de flexão aderente para a faixa de 100 cm é:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{1600} = \frac{8,18}{1600} = 0,418\%$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{1600} = \frac{8,18}{1600} = 0,418\%$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0,418\%$$

Verifica-se então a compressão diagonal do concreto no perímetro C.

$$\tau_{sd} = \frac{FN_d}{u_0 d} = \frac{16,9}{0,78(0,13)} = 166,67 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \left(\frac{f_{ck}}{1,4} \right) = 5,81 \text{ MPa} = 581 \text{ tf/m}^2$$

Novamente a tensão solicitante é inferior à tensão resistente na biela, logo não ocorre esmagamento da biela de concreto.

Para o eixo x com a relação $C_1/C_2 = 0,48$, tem-se $k = 0,45$. O módulo de resistência para o mesmo eixo é:

$$W_{px} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = 0,728 \text{ m}^2$$

No eixo y, $C_1/C_2 = 2,1$, logo $k = 2$. Assim:

$$W_{py} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = 0,852 \text{ m}^2$$

Pode-se então prosseguir para o cálculo das tensões no perímetro crítico C'. Assim, tem-se que a tensão normal de compressão devido à protensão para alívio da tensão solicitante, considerando o vão médio perpendicular ao traçado, é:

$$\sigma_{cp,x} = 0 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{cp,y} = \frac{P_{\infty n}}{dL} = \frac{(1 - 24,6\%)(15 \text{ tf/cordoalha})(27 \text{ cordoalhas})}{(0,13 \text{ m})(6,95 \text{ m})} = 337,99 \text{ tf/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{cp} = 168,99 \text{ tf/m}^2 = 1,69 \text{ MPa}$$

A tensão solicitante para o contorno crítico é:

$$\tau_{sd} = \frac{FN_d}{ud} + \frac{k_x M_{xd}}{W_{px}d} + \frac{k_y M_{yd}}{W_{py}d}$$

$$M_{xd} = (M_{xd} - M_{xd}^*) \geq 0$$

$$M_{xd}^* = FN_d \left(\frac{W_o}{u} - \frac{C_1}{2} \right) = 3,68 \text{ tfm}$$

$$M_{xd} = 4,45 - 3,68 = 0,77 \text{ tfm}$$

$$\tau_{sd} = \frac{16,9}{1,60(0,13)} + \frac{0,45(0,77)}{0,728(0,13)} + \frac{2(3,50)}{0,852(0,13)}$$

$$\tau_{sd} = 148,11 \text{ tf/m}^2 = 1,48 \text{ MPa}$$

A tensão resistente é:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{13}} \right) \left(100 \left(\frac{0,418}{100} \right) 35 \right)^{\frac{1}{3}} + 0,10(1,69)$$

$$\tau_{Rd1} = 88,13 \text{ tf/m}^2$$

Como foi encontrado que $\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$, novamente há necessidade de se armar à punção. Considerando a tensão de alívio devido à protensão, para o ângulo do cabo de protensão $\alpha_0 = 0,35^\circ$ tem-se:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{\infty} \text{sen } \alpha_0}{ud} = \frac{(0,754)(15 \text{ tf/cordoalha})(3 \text{ cordoalhas}) \text{sen } 0,35}{1,60(0,13)} = 1,00 \text{ tf/m}^2$$

Logo, a tensão efetiva no contorno C' é:

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} = 147,11 \text{ tf/m}^2 = 1,47 \text{ MPa}$$

O espaçamento radial da armadura de punção é:

$$sr \leq 0,75d = 9,8 \text{ cm}$$

Novamente adota-se $sr = 9,8 \text{ cm}$, também adotado pelo programa TQS. Procede-se então ao cálculo da área de aço:

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{sr} \frac{A_{sw} f_{ywd} \text{sen } \alpha}{ud}$$

$$\tau_{Rd3} = 0,717 + 1,5 \left(\frac{A_{sw}(259,25) \text{sen } 90}{sr(160)} \right) \leq \tau_{sd,ef} = 1,47$$

$$\frac{A_{sw}}{sr} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{sw} = 3,04 \text{ cm}^2/\text{linha}$$

Fazendo a mesma consideração anterior onde o momento está atuando ao redor do pilar em uma região de até 60 cm a partir das faces, serão necessários 6 contornos de armadura, considerando o espaçamento radial de 9,8 cm, totalizando 18,24 cm². Adotando $\phi 6,3 \text{ mm}$ para as armaduras, é necessário que sejam utilizados cerca de 60 conectores.

Neste caso, foi adotado novamente linhas de conectores com três camadas, totalizando 20 linhas de conectores. Assim, as armaduras de cisalhamento serão distribuídas ao redor do pilar, também radialmente, em 20 linhas de três camadas. Finalmente, verifica-se a superfície C''.

$$u = 2(19+40) + 4\pi 13 + 2\pi p$$

$$p = 9,8(6) + 26 + 0,8(6) = 89,6 \text{ cm}$$

$$u = 287,02 \text{ cm}$$

$$W_{px} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 + 2C_2 p + 16dp + 4p^2 + \pi C_1 p = 7,10 \text{ m}^2$$

$$W_{py} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 + 2C_2 p + 16dp + 4p^2 + \pi C_1 p = 7,44 \text{ m}^2$$

A tensão solicitante é:

$$\tau_{sd} = \frac{FN_d}{ud} + \frac{k_x M_{xd}}{W_{px} d} + \frac{k_y M_{yd}}{W_{py} d} = \frac{16,9}{(2,87)(0,13)} + \frac{0,60(0,77)}{(7,10)(0,13)} + \frac{0,60(3,50)}{(7,44)(0,13)}$$

$$\tau_{sd} = 47,97 \text{ tf/m}^2 \leq \tau_{Rd1} = 88,13 \text{ tf/m}^2$$

Conclui-se assim que os critérios de segurança foram atendidos e que a armadura é satisfatória. Na Figura 52 pode-se observar uma imagem dos conectores.

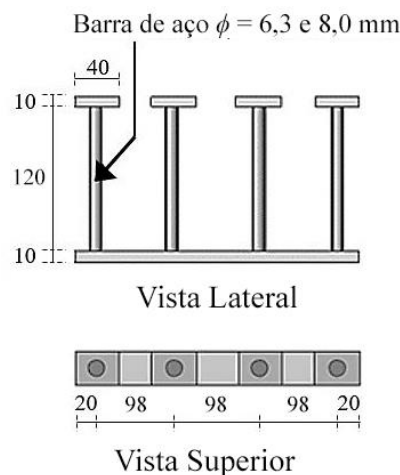


Figura 52: Detalhes studs

Fonte: Adaptado de LIBERATI (2019).

É importante destacar que todo o dimensionamento aqui apresentado seguiu estritamente os critérios impostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e, apesar de algumas

formulações não terem sido apresentadas previamente no trabalho devido à sua complexidade, todas elas podem ser encontradas na norma brasileira.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Serão apresentadas as conclusões obtidas com a realização do presente estudo, bem como analisados os objetivos gerais e específicos do trabalho, além de serem sugeridas novas propostas de contribuição e projetos futuros envolvendo o presente sistema estrutural.

7.1 Conclusões

Estruturas de concreto com modelo de pórtico com lajes apoiadas sobre vigas representaram quase que a totalidade das edificações na construção civil, durante diversos anos, tanto por aspectos teóricos quanto práticos, uma vez que o senso comum está voltado para o projeto e execução dessas estruturas. Ainda na atualidade, esse modelo estrutural se faz presente em grande parte das obras, mas está aos poucos dando espaço a novos sistemas estruturais, não só envolvendo o concreto, mas também diversas outras tecnologias construtivas.

A crescente necessidade por estruturas diferentes, com ambientes limpos e flexibilizados atrelados à necessidade de se construir com maior rapidez para aumentar os lucros, exige ainda mais de novas tecnologias e sistemas estruturais, que satisfaçam a competitividade do mercado de forma inteligente e eficaz. Nesse cenário, bastante amplo por se dizer, as lajes lisas têm tomado cada vez mais espaço na construção civil, principalmente com a utilização do sistema de protensão. Com esse avanço, é notório que compreender seu comportamento estrutural é de extrema importância, bem como da interação dos diversos sistemas estruturais e consequentes esforços causados na estrutura.

No estudo, foi possível observar o completo dimensionamento de uma estrutura protendida que, apesar de ser uma estrutura bastante simples, trouxe diversos dados e resultados importantes para compreender melhor o sistema estrutural em questão. Os dimensionamentos realizados no *software* TQS, tanto em concreto armado quanto protendido, apresentou tais resultados de forma bem clara, de modo a estabelecer critérios comparativos, que permitiram analisar a viabilidade de cada um dos sistemas utilizados.

Com base nos resultados obtidos, foi possível observar diferenças significantes em termos de armaduras passivas, armaduras de cisalhamento do tipo *stud* e deslocamentos verticais na laje. Com a aplicação da protensão os deslocamentos máximos foram reduzidos de

-7,09 cm para -2,54 cm, o que implica em uma incrível redução de 64,17%. No caso das armaduras passivas, observou-se uma redução considerável nas armações negativas, visto que sem a protensão a laje tornou-se impossível de ser dimensionada em sua atual geometria. Neste caso, não foi possível determinar a porcentagem de redução, até mesmo pelo fato de não ter sido encontrado um arranjo de armaduras para a laje lisa em concreto armado.

Avaliando o efeito de punção, percebe-se que é diretamente influenciada pela protensão, resultado esse comprovado através da impossibilidade de se dimensionar uma mesma laje, com as mesmas características geométricas e de carregamento, quando utilizado em concreto armado de forma individual. O fato de a laje se tornar não dimensionável com altura de 16 cm, impossibilita novamente realizar uma estimativa de redução para a mesma geometria. Já com a alteração da geometria da laje lisa em concreto armado, foi observado que para 9 cm a mais de espessura ocorreu uma redução de 78% nas armaduras do tipo *stud*, ou seja, é necessário um aumento de mais de 56% na espessura da laje para obter uma condição satisfatória de armaduras de cisalhamento.

Os valores de dimensionamento manual encontrados para as armaduras do tipo *stud*, quando comparados com os resultados pelo TQS, mostraram-se diferentes nas duas situações avaliadas. Para o pilar central, os resultados computacionais foram cerca de 30% maiores, gerando uma distribuição de armaduras mais densa. Já no pilar de canto, obteve-se resultados contrários, os resultados computacionais se mostraram menores, sendo que os manuais se apresentaram cerca de 33% maiores. Essa distinção nos resultados se dá provavelmente devido ao nível de precisão e discretização dos elementos no *software*, simulando muito melhor o comportamento real da estrutura.

Em termos de perdas, os valores determinados pelo *software* TQS se mostraram suficientemente próximo dos valores calculados manualmente, principalmente para as perdas imediatas. Nas perdas progressivas, houve uma pequena diferença nos cálculos, sendo que os procedimentos manuais resultaram em um valor de perda 26,9% maior do que os valores estimados pelo programa, diferença está resultada de possíveis aproximações e divergências nas características ambientais.

Portanto, diante do apresentado, é possível afirmar que uma das formas de se utilizar lajes lisas sem alterar sua geometria é por meio da aplicação da protensão. O sistema garante diversas vantagens estruturais já descritas, além das contribuições em termos de arquitetura das lajes lisas em si. Certamente envolve uma complexidade maior no dimensionamento, mas que é compensada pelos resultados futuros.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando a ampla utilização do sistema de lajes lisas protendidas e ainda a quantidade de fatores que influenciam em seu comportamento, existem diversas possibilidades de se conhecer melhor o sistema, por meio de trabalhos futuros. Assim, sugere-se as seguintes propostas para utilizar em trabalhos futuros:

- Comparação de custos entre uma laje lisa em concreto armado e protendido;
- Aplicações de RPU's nos centros dos vãos para analisar a influência na laje;
- Avaliar a protensão em lajes cogumelo;
- Reduzir a quantidade de pilares de borda, aumentando os vãos;
- Avaliação do efeito da protensão com variações de carregamentos na estrutura.

REFERÊNCIAS

- ABELES, P. W.; BARDHAN-ROY, B. K. **Prestressed concrete designer's handbook**. 3ª. ed. New York: Taylor & Francis Group, 2003.
- ABNT. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. ABNT. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.
- ABNT. **NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto - Especificação**. ABNT. Rio de Janeiro, p. 11. 2008. (978-85-07-00567-4).
- ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. ABNT. Rio de Janeiro, p. 238. 2014. (978-85-07-04941-8).
- ABNT. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. ABNT. Rio de Janeiro, p. 60. 2019.
- ARAÚJO, J. M. D. **Curso de concreto armado**. 4ª. ed. Rio Grande: Dunas, v. 4, 2014.
- ARCELORMITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. ArcelorMittal. Belo Horizonte, p. 12. 2015. (.).
- BARTOLAC, M.; DAMJANOVI, D.; DUVNJAK, I. Punching strength of flat slabs with. **Gradevinar**, Croácia, v. 67, n. 8, p. 16, ago. 2015. ISSN 1333-9095.
- CARVALHO, R. C. **Estruturas em Concreto Protendido: Cálculo e Detalhamento**. São Paulo: Pini, v. 1, 2017.
- CAUDURO, L. Em favor da leveza. **38ª Reibrac**, Ribeirão Preto,.. 1996. 6.
- CHOI, J.-W.; KIM, J.-H. J. Experimental Investigations on Moment Redistribution and. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, v. 109, n., p. 19, maio 2012.
- CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 2013.
- COPLAS. **Catálogo Técnico de Produtos**. Coplas..., p.. 2019.
- CUNHA, A. J. P. D.; SOUZA, V. C. M. D. **Lajes em concreto armado e protendido**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 1998.
- EMBRAPA. **Densidade básica da madeira em espécies de Pinus tropicais determinada através de métodos não-destrutivos**.. Distrito Federal, p. 16. 1991. (0102.0013).
- FIGUEREDO, D. Vazamento em piscina. **A Tribuna**, Vitória, 30 jul. 2016. 1.
- G. S. SANTOS, W. G. N. A. W. L. G. S. S. A. M. Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC). **Ibracon**, Brasília, v. 7, n. 4, Agosto 2014. ISSN 1983-4195.

GILBERT, R. I.; MICKLEBOROUGH, N. C.; RANZI, G. **Design of Prestressed Concrete to AS3600-2009**. 2ª. ed. Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2015.

GILBERT, R. I.; MICKLEBOROUGH, N. C.; RANZI, G. **Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2**. 2ª. ed. Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2017.

GOMES, H. P. **Puncionamento em lajes lisas protendidas com pilares de extremidade e momentos desbalanceados nas duas direções**. Dissertação de mestrado. UNB. Brasília, p. 337. 2010.

HEWSON, N. R. **Prestressed concrete bridges: design and construction**. 2ª. ed. Londres: ICE, 2012.

LIBERATI, E. A. P. **Análise de confiabilidade de lajes lisas de concreto armado submetidas à punção**. Tese de doutorado. Unicamp. Campinas, p. 310. 2019.

LIMA, V. D. S. **Projeto de superestruturas de pontes em concreto protendido aplicando a técnica de balanços progressivos**. Dissertação de mestrado. UFSCar. São Carlos, p. 163. 2011.

LIN, T. Y. **Design of Prestressed Concrete Structures**. 2ª. ed. New York: John Wiley & Sons, 1966.

LOURENÇO, D. D. S. **Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com aberturas: Análise experimental**. Dissertação de mestrado. Unicamp. Campinas, p. 179. 2018.

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: Exemplos de cálculo e análise teórico-experimental**. Dissertação de mestrado. USP. São Carlos, p. 252. 1995.

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

NAAMAN, A. E. **Prestressed concrete analysis and design**. 2ª. ed. Ann Arbor: Techno Press 3000, 2004.

NAWY, E. G. **Prestressed Concrete: A fundamental approach**. 5ª. ed. New Jersey: Pearson, 2009.

OLIVEIRA, M. H. D. **Punção em lajes lisas com pilar de borda protendidas com cordoalhas não aderentes**. Dissertação de mestrado. UNB. Brasília, p. 190. 2008.

OLIVEIRA, M. H. D. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares**. Tese. UNB. Brasília, p. 250. 2013.

PFEIL, W. **Concreto protendido**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: Livros Teóricos e Científicos Editora LTDA, 1984.

RAJU, N. K. **Prestressed concrete**. 4ª. ed. New Delhi: The McGraw-Hill Companies, 2007.

RUDLOFF. **Catálogo Técnico: Concreto Protendido**. São Paulo, p. 32. 2015.

SÁ, C. Grand Parc: empresa diz que. **A Gazeta**, Vitória, 21 abr. 2017. 1.

SÁ, C. Polícia aponta “erros grosseiros”. **Cidades**, Vitória, 20 abr. 2017. 1.

SCHMID, M. T. **Lajes planas protendidas**. Rudloff. São Paulo, p. 30. 2009.

TELFORD, T. **CEB - FIPMODEL CODE1990**. COMITE EURO - INTERNATIONAL DU BETON., p. 455. 1990.

TIGRE. **Forro de PVC Tigre: Catálogo Técnico**.. Joinville, p. 20. 2019.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **CAD/Lajes: Projeto de Lajes Protendidas**. TQS. São Paulo, p. 264. s/a.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica**. Tese. USP. São Paulo, p. 300. 2006.