

ARMADURA MÍNIMA PASSIVA EM LAJES PROTENDIDAS ADERENTES E NÃO ADERENTES UTILIZANDO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.

MINIMUM PASSIVE REBAR IN POST-TENSIONED SLABS CLIP AND NON-CLIP USING HIGH RESISTANCE CONCRETE.

Henrique Adolfo Hellmann Rohden¹/Marcelo Correia Alcantara Silveira²/Fabio Albino³

¹ UNIVALI / IDD / Vieira Hellmann Engenharia / hellmann@vhengenharia.com.br

² IDD / Diretor MD Eng. Associados / marcelo@md.eng.br

³ Unicamp / IDD / EBPX / Departamento de estruturas - DES / fabio@ebpx.com.br

Resumo

Com a evolução das arquiteturas, cada vez mais arrojadas no que se refere o comprimento dos vãos livres e a esbeltez dos elementos, a protensão se tornou uma alternativa ao concreto armado e ganha cada vez mais espaço no mercado. Entretanto um dos fatores negativos deste sistema é a utilização obrigatória de uma armadura passiva positiva mínima perante os critérios da NBR 6118/2014. O presente artigo refere-se ao estudo da armadura mínima de uma laje lisa em concreto protendido com cargas do tipo residencial, utilizando os sistemas de protensão aderente e não aderente com concreto de alto desempenho. Em princípio serão identificadas as vantagens e/ou desvantagens de cada um dos métodos em questão e posteriormente analisados os consumos de materiais resultantes da armadura passiva mínima. Por fim será realizada uma comparação dos resultados obtidos utilizando os critérios estabelecidos pela NBR 6118:2014 e também pelo ACI 318-19, a fim de estabelecer uma possível diferença econômica do uso entre as duas.

Palavras chave: Lajes protendidas; Armadura mínima; NBR6118:2014; ACI 318-19

Abstract

With the evolution of architectures, increasingly bold with regard to the length of the free spans and the slenderness of the elements, prestressing has become an alternative to reinforced concrete and is gaining more market space. However, one of the negative factors of this system is the mandatory use of a minimum positive passive reinforcement according to the criteria of NBR 6118/2014. The present article refers to the study of the minimum reinforcement of a flat slab in prestressed concrete with residential type loads, using high performance concrete and non-adherent prestressing systems. In principle, the advantages and / or disadvantages of each of the methods in question will be identified and the material consumptions resulting from the minimum passive reinforcement will be analyzed. Finally, a comparison will be made of the results obtained using the criteria established by NBR 6118: 2014 and also by ACI 318-19, in order to establish a possible economic difference of use between the two. (tradução do google)

Keywords: Post-tensioned slab; Minimum rebar; NBR6118:2014; ACI 318-19

1. Introdução

São poucas as publicações nacionais sobre o dimensionamento de lajes lisas protendidas, ainda mais utilizando concretos de alto desempenho com protensão aderente ou não aderente. O objetivo deste trabalho é apresentar as principais diferenças no consumo de armadura mínima passiva destas lajes, de acordo com o **ACI 318-19** e a **NBR 6118-2014**.

A protensão tem sido executada no mundo desde o final do século 19, mas foi em 1928 que Eugène Freyssinet apresentou o primeiro trabalho consistente sobre o concreto protendido, e em 1944 o mesmo fundou a STUP – Sociedade Técnica para a Utilização da Protensão. No Brasil somente a partir de 1940 foi construída a primeira obra que utilizava concreto protendido, a ponte do Galeão no RJ, que liga a Ilha do Governador a Ilha do Fundão. Em 1950 foi fundada a STUP Brasileira, e a partir daí empresas como a VSL e DYWIDAG passaram a ter representações no Brasil. Em 1952 o aço de protensão começou a ser fabricado com fios de 5mm, e na década de 60 surgiram as cordoalhas de 7 fios, 1 fio central e 6 fios entrelaçados em volta, dando origem aos diâmetros de 12,7mm e 15,2mm que utilizamos até hoje. Em 1997 as cordoalhas engraxadas e plastificadas passaram a ser fabricadas pela Belgo Mineira, seguindo as especificações do PTI – Post Tensioning Institute.

O emprego de aços de alta resistência associados a concretos de elevado desempenho, permite seções mais esbeltas, com as dimensões da seção transversal reduzidas e estruturas mais leves. A maior durabilidade é consequência da anulação por completo, ou em quase sua totalidade, das tensões de tração, que são as principais responsáveis pela fissuração. Menores deformações são devido a peça não fissurar, pois a inércia da seção de concreto protendido é superior a inércia fissurada de uma peça de concreto armado, além de que as solicitações provocadas pela protensão, exercem sentido contrário aos carregamentos atuantes.

A essência básica da protensão é introduzir tensões de compressão nas regiões do concreto que estão sujeitas à tração, no que se refere as lajes lisas protendidas, as mesmas apresentam um modelo de execução mais limpo e ágil, barateando o custo de mão de obra e dando mais versatilidade e liberdade ao projeto. Porém, em certos momento esta economia não é viabilizada devido ao maior custo de material. Apesar do custo do aço de protensão ser um pouco mais elevado do que o aço passivo utilizado em estruturas de concreto armado, ele chega a ser até 4 vezes mais resistente, pois são aços de alto desempenho e com relaxação baixa, então torna-se um material mais eficiente e competitivo economicamente. A questão é que as vezes o custo com a armadura mínima passiva em uma obra com protensão total é tão alto, que se torna um impeditivo para o desenvolvimento de uma estrutura em concreto protendido.

Para (EMERICK, 2002), há vantagens evidentes das lajes protendidas com pós tração que valem ser ressaltadas para o desenvolvimento do estudo:

- Possibilidade de vencer vãos maiores com lajes mais esbeltas, consequentemente mais liberdade arquitetônica e possibilidade de redução do número de pilares;
- Diminuição da espessura da laje sem a necessidade do uso de vigas, resultando uma altura total menor, diminuindo também as cargas na fundação, ou, se possível, um número maior de pavimentos com uma altura fixada;
- Viabilidade Econômica em relações a outros métodos construtivos em vãos superiores a 7 metros.

2. Pavimento Tipo

Concebeu-se um pavimento conforme figura 1, com 11,50 metros de largura (Y) por 20,00 metros de comprimento (X), onde o vão entre pilares em X é 8,00 metros e em Y é 7,50 metros, com balanço de 2,00 metros nas extremidades, pois segundo LOUREIRO (2006) para vãos a partir de 6,5 metros, as lajes lisas protendidas começam a ficar competitivas economicamente em relação solução convencional de concreto armado, sendo fortemente recomendadas para vãos de até de 8,0 metros. Determinou-se então 20 centímetros de espessura e consequentemente obteve-se uma esbeltez de 40, pois de acordo com as recomendações do *PTI – Post-tensioning Institute*, a relação vão/espessura (esbeltez) deve ser: $40 \leq L/h \leq 45$.

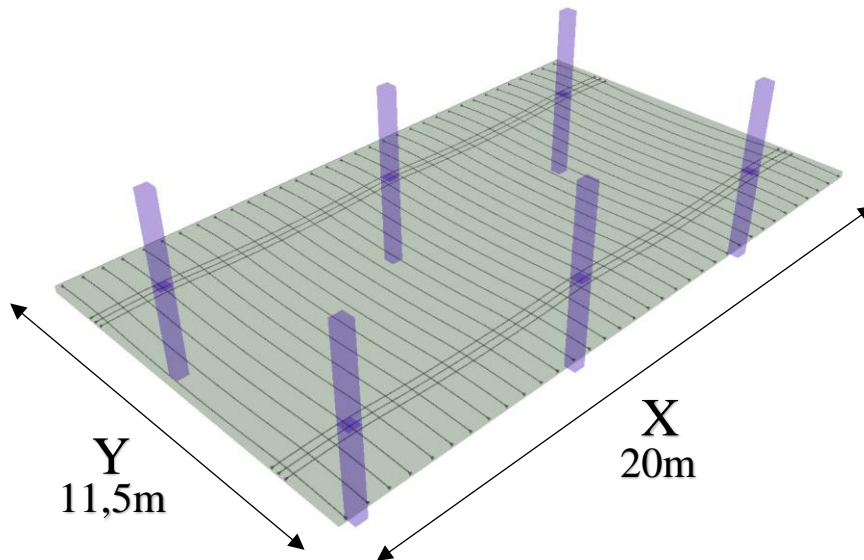


Figura 1 – Layout do pavimento tipo. (Autor, 2019)

2.1. Propriedades físicas e geométricas dos materiais

2.1.1. Tipo de laje e cargas

Adotou-se o tipo mais comum, lajes armadas em duas direções (*two-way slabs*), com cabos concentrados na direção X (do maior vão) e distribuídos em Y (do menor vão), sem a utilização de capitéis, e as cargas foram determinadas de acordo com a NBR 6120-1980 para edifícios residenciais: 150kgf/m², além do revestimento de 100kgf/m² e o peso próprio de 500kgf/m².

2.1.2. Tipos e níveis de protensão

Optou-se por dois tipos, o de aderência posterior e o sem aderência, ambos utilizando o nível (grau) 3 de protensão completa, onde verifica-se o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) na combinação rara, e o estado limite de descompressão (ELS-D) na combinação frequente.

2.1.3. Resistência e módulo de elasticidade do concreto

Adotou-se dois concretos do grupo II (alto desempenho), das classes C60 e C90, com realização da protensão na idade de 5 dias.

- Resistência característica à compressão (F_{ck}): 60 e 90MPa.
- Resistência característica à compressão na idade de 5 dias (F_{ck5}): 43 e 65MPa.
- Módulo de elasticidade inicial na idade de 5 dias (E_{ci5}): 41,61 e 46,70 GPa.
- Módulo de elasticidade secante na idade de 5 dias (E_{cs5}): 39,53 e 47,87 GPa

2.1.4. Características do aço

Para o sistema aderente de protensão utilizou-se bainhas metálicas com injeção de calda, já para o sistema não aderente utilizou-se monocordoalhas engraxadas e plastificadas, ambos com cabo de relaxação baixa (CP 190 RB) e 12.7mm de diâmetro.

2.1.5. Classe de agressividade

Adotou-se a classe de agressividade II (Moderada – Urbana), que exige uma relação água cimento (a/c) igual ou inferior a 0,55 e cobrimentos mínimos na ordem de 3cm para armadura ativa e 2cm para a passiva.

2.2. Força de protensão

A força de protensão e a quantidade de cordoalhas são determinadas de acordo com os parâmetros a seguir.

2.2.1. Tensões admissíveis na armadura ativa

No ato da protensão, os limites estabelecidos para a força de protensão visam evitar que a mesma ultrapasse o limite elástico do aço em questão, a fim de que não haja ruptura dos fios dos cabos. Já os limites fixados ao término da protensão visam obter menores tensões nas ancoragens e menores perdas por relaxação do aço.

Segundo Giordano (2016), é usual utilizar uma tensão inicial de protensão na ordem de 1500 MPa, que equivale a $0.79f_{ptk}$. Então para a cordoalha de 12.7mm adotou-se uma força inicial de protensão (P_i) de 150kN, sem causar problemas com ruptura de fios nos cabos.

2.2.2. Perfil dos cabos

Lançou-se os cabos com as excentricidades máximas nos apoios intermediários e no meio dos vãos, a fim de obter a flecha máxima, que resulta em um maior valor de carga balanceada, conforme figura 2.

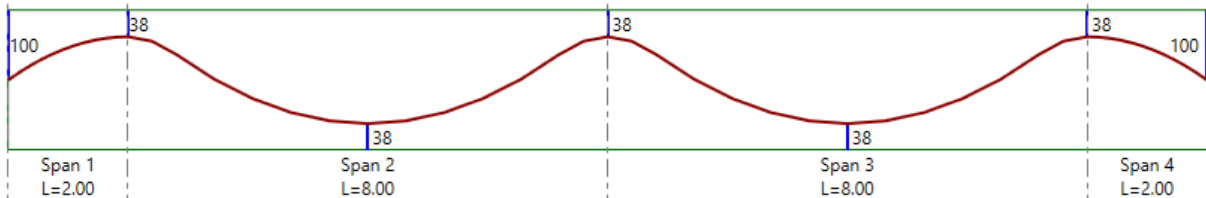


Figura 2 – Perfil dos cabos. (Autor, 2019)

2.2.3. Carga balanceada

Pode-se calibrar a força de protensão a fim de balancear parte do carregamento atuante na laje. Segundo LOUREIRO (2006), para edifícios residenciais é usual balancear entre 60 a 80% da carga permanente em cada vão, obtendo-se assim um dimensionamento econômico e flechas satisfatórias. De acordo com VIEIRA (2016), um critério bastante usual para a definição da carga a ser balanceada pela protensão é equilibrar o peso próprio, mais 10% do carregamento total do pavimento. A força de protensão P , necessária para balancear uma carga w , de um vão com comprimento igual a L , cujos cabos apresentem uma flecha f , é obtida através da equação 1:

$$P = \frac{w \cdot L^2}{8 \cdot f} \text{ (Equação 2)}$$

Calculou-se o número de cordoalhas admitindo-se que a força efetiva de protensão no tempo infinito fosse de 80% da força de protensão inicial, ou seja, considerou-se 20% para as perdas, então obteve-se o resultado de 120kN.

2.2.4. Tensões admissíveis no concreto

A tensão máxima admissível de tração no ato da protensão (após as perdas iniciais) dada pelo ACI 318 é obtida pela fórmula $0.25 \cdot \sqrt{f_{ci}}$, já pela NBR 6118 é através da fórmula $0.36 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} \cdot j^2}$, já a tensão máxima admissível no tempo infinito no estado limite de formação de fissuras (ELS-F), após todas as perdas, dada pelo ACI 318 é obtida pela fórmula $0.50 \cdot \sqrt{f_c}$, já pela NBR6118 é através da fórmula $0.315 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$. A tabela 1 abaixo mostra cada um destes limites.

Tabela 1 – Tensões máximas admissíveis de tração. (Autor, 2019)

TENSÃO MAX ADM	NO ATO		NO ELS-F	
	ACI 318	NBR6118	ACI 318	NBR6118
FCK 60MPa; FCKj 43MPa	1,65	4,45	3,87	4,83
FCK 90MPa; FCKj 65MPa	2,02	5,83	4,74	6,33

2.2.5. Pré-compressão média na laje e traçado dos cabos

O ACI 318 exige uma pré-compressão média de no mínimo 0.9MPa após considerar-se todas as perdas, já a NBR6118 requer que seja ao menos 1MPa, no entanto, segundo LOUREIRO (2006) recomenda-se também um valor máximo de 2.0MPa, pois valores superiores a este resultam em um maior encurtamento inicial e maiores perdas por deformação lenta.

O número de cordoalhas é determinado através da fórmula:

$$N^{\circ} = At * 1MPa / Pef \text{ (Equação 2)}$$

Onde:

At = Área da seção transversal à ser protendida;

Pef = Força de protensão efetiva em cada cordoalha;

$$N^{\circ} = \frac{11,50 \times 0,20 \times 1 Pef}{120/1000} = 19,17$$

Determinou-se, portanto, na direção X a quantidade de 20 cabos, subdividido em 2 feixes de 4 cordoalhas e 1 feixe de 2 a cada linha de pilares, e na direção Y a quantidade de 34 cordoalhas distribuídas a cada 59cm conforme mostra a figura 3.

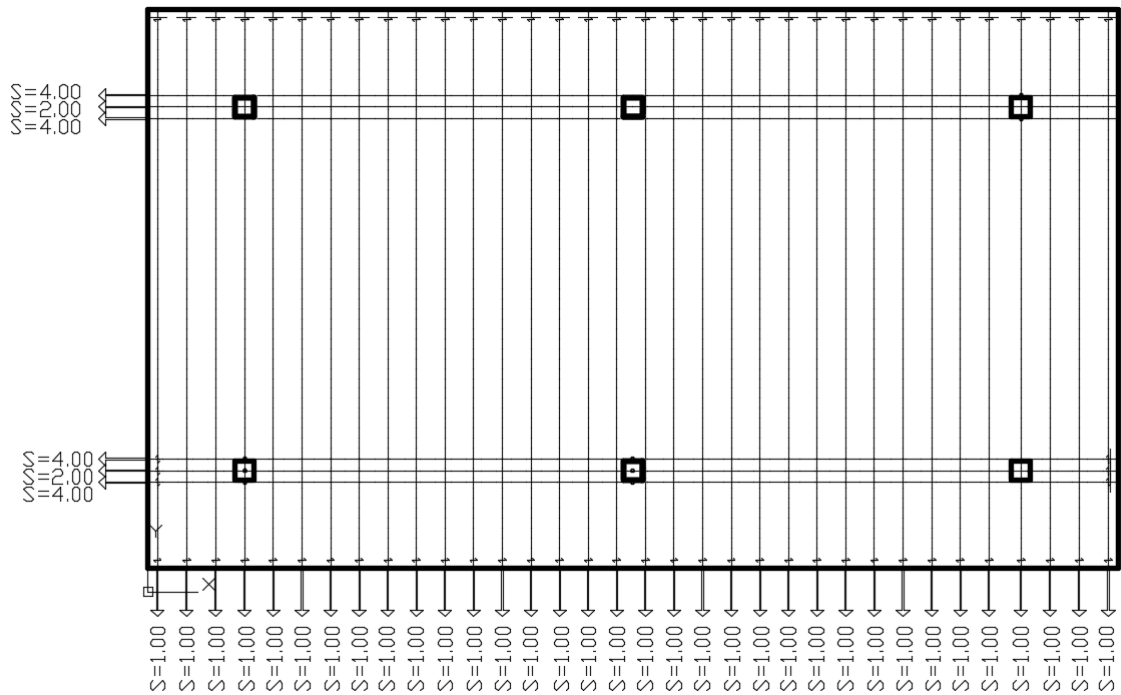


Figura 3 – Distribuição dos cabos em planta. (Autor, 2019)

2.3. Resultados

Utilizou-se o software ADAPT Floor-Pro 2017 para extrair os principais esforços necessários para as verificações através do ACI 318-19 e da NBR 6118:2014, que são o momento fletor no ELU e as tensões de tração em serviço na laje. A variação entre os 4 modelos testados foi praticamente nula, visto que a mudança mais significativa entre eles era o tipo de protensão, o de aderência posterior e o não aderente. Abaixo serão apresentados os resultados obtidos do modelo onde tem-se as maiores solicitações.

2.3.1. Momento fletor na direção mais solicitada

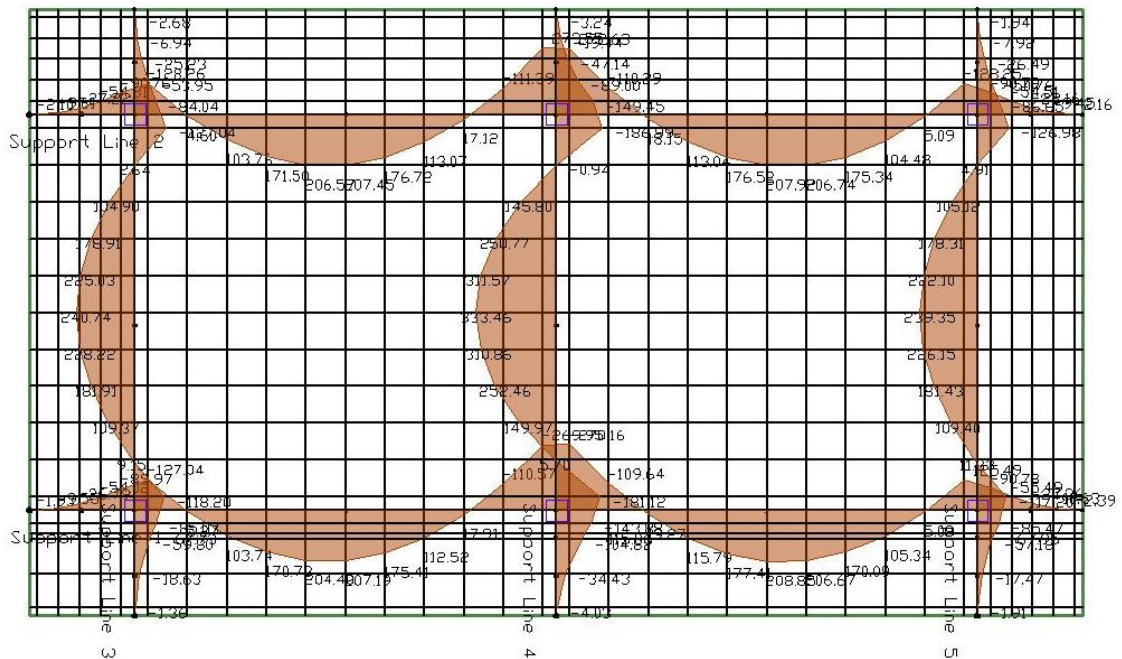


Figura 4 – Momento fletor na direção mais solicitada. (Autor, 2019)

A tributária de maior vão (8m) apresentou um momento máximo de 333,46kN.m conforme mostra a figura 4.

2.3.2. Tensões na borda inferior e superior

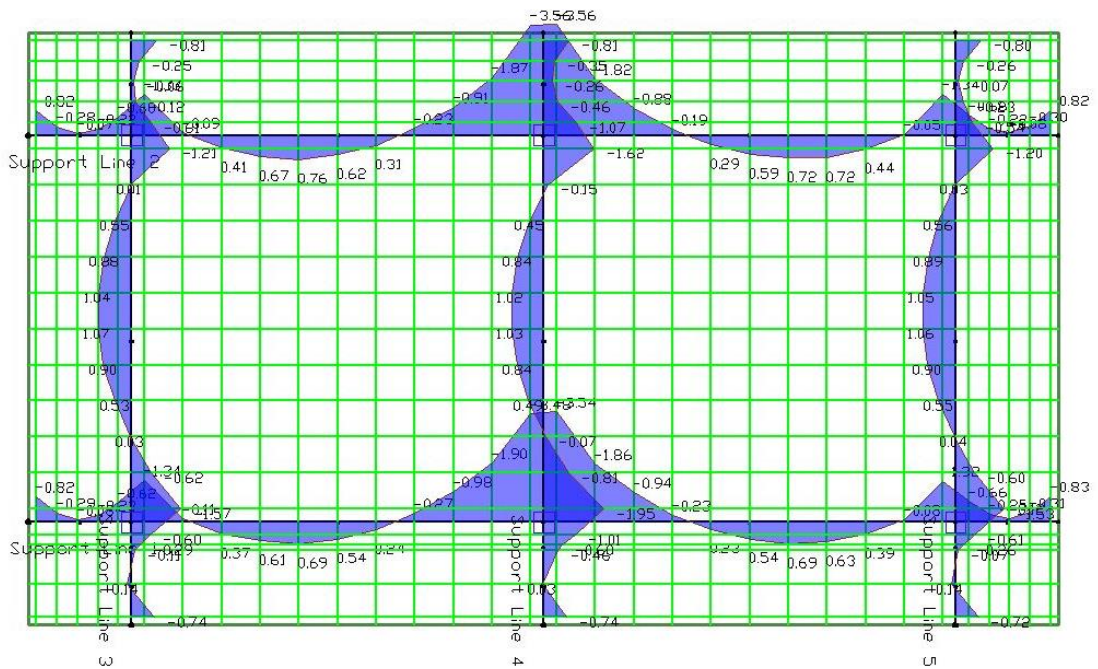


Figura 5 – Tensões na borda inferior. (Autor, 2019)

As maiores tensões encontradas na borda inferior foram de 1.07MPa de tração e - 3.56MPa de compressão conforme mostra a figura 5.

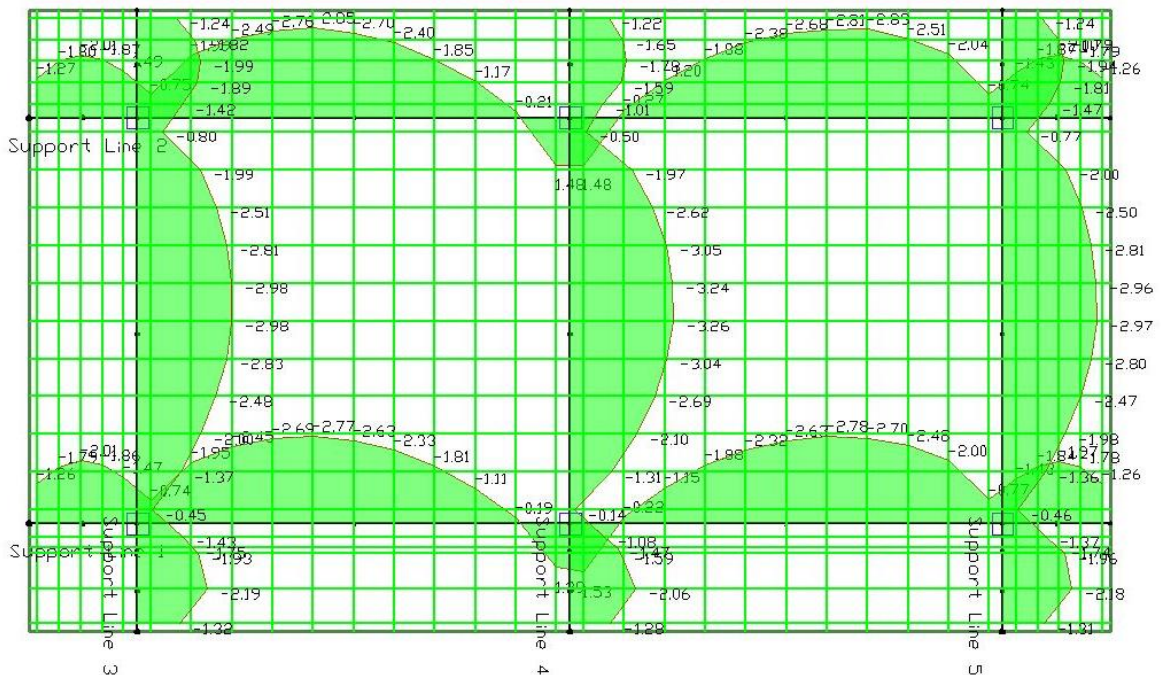


Figura 6 – Tensões na borda superior. (Autor, 2019)

A única tensão encontrada na borda superior foi a de compressão, com valores na ordem de -3.26 MPa, conforme mostra a figura 6.

3. Análise e quantitativos

A Verificação ELU na flexão (estádio III) é a consideração em que a estrutura não pode mais ser utilizada, ou seja, corresponde a um colapso ou deformação excessiva, as principais hipóteses que devem ser utilizadas no cálculo segundo (EMERICK, 2002) seriam:

- As deformações das fibras são proporcionais à sua distância a linha neutra;
- A intensidade e a posição da resultante de esforços no concreto na região comprimida podem ser deduzidas a partir do diagrama simplificado de parábola-retângulo e o retangular equivalente;
- A resistência a tração no concreto é totalmente desprezada após a fissuração;
- As armaduras ficam sujeitas as mesmas deformações unitárias que o concreto adjacente.

(EMERICK, 2002) Ainda complementa que para o aço passivo convencional as deformações podem ser extraídas diretamente do diagrama de tensão, porém para as armaduras ativas aderentes deve ainda se considerar a deformação resultante do ato da protensão, ou seja o pré-alongamento. Para as cordoalhas não aderentes também, com a consideração em que a armadura

não acompanha o alongamento unitário do concreto adjacente, tornando a contribuição do momento resistente nas seções menores do que as aderentes.

3.1. Armadura mínima através da NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 prevê valores mínimos para a armadura passiva positiva em lajes de concreto armado, concreto protendido aderente e não aderente conforme tabela 2.

Tabela 2 – Armadura positiva passiva mínima. (NBR 6118, 2014)

	CA	CP ADERENTE	CP NÃO ADERENTE
ARMADURA MINIMA	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min}-\rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min}-0,5\rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$

Onde:

ρ_s = taxa de armadura passiva da seção;

ρ_p = taxa de armadura ativa da seção;

ρ_{min} = taxa mínima de armadura de flexão.

A taxa mínima de armadura de flexão (ρ_{min}), para seções retangulares, é apresentada em função do f_{ck} do elemento, conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 3 – Taxa mínima de armadura de flexão para seções retangulares. (NBR 6118, 2014)

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

A tabela 4 apresenta o resultado do cálculo da armadura mínima para os modelos em questão.

Tabela 4 – Resultado do cálculo da armadura passiva positiva mínima pela NBR 6118:2014. (Autor, 2019)

Modelo	As, min (cm ² /m)
ADERENTE 60MPa	2,19
NÃO ADERENTE 60MPa	3,53
ADERENTE 90MPa	2,56
NÃO ADERENTE 90MPa	4,27

3.2. Armadura mínima através do ACI 318-19

Segundo (AALAMI, 2001) e (LOUREIRO, 2006), a norma americana permite a não utilização da armadura mínima passiva positiva, desde que a tensão de tração em serviço máxima não ultrapasse o valor de $(1/6)*\sqrt{fck}$. Caso ela ultrapasse o valor, se tratando de lajes armadas nas duas direções, deverá então ser adicionado armadura positiva passiva, e a quantidade será obtida através da equação 2:

$$As = \frac{Nc}{0,5*fy} \text{ (Equação 3)}$$

Onde:

Nc= Força equivalente à cunha de tração na seção de concreto;

fy = Tensão de escoamento do aço CA, limitado em 420MPa.

Para lajes com protensão aderente, pode-se ainda descontar a área de armadura ativa do “As” encontrado na equação 2. Como os esforços de tração máximos na laje do pavimento foram na ordem de 1.07MPa e não ultrapassaram o limite de $(1/6)*\sqrt{fck}$, 1.29MPa para o concreto de classe C60 e 1.58MPa para o concreto de classe C90, conforme comentado acima, o consumo de armadura passiva positiva mínima se deu de acordo com a tabela 5.

Tabela 5 – Resultado do cálculo da armadura passiva positiva mínima pelo ACI 318-19. (Autor, 2019)

Modelo	As, min (cm ² /m)
ADERENTE 60MPa	0,00
NÃO ADERENTE 60MPa	0,00
ADERENTE 90MPa	0,00
NÃO ADERENTE 90MPa	0,00

3.3. Comparativo entre as duas normativas

A tabela 6 mostra um comparativo entre o consumo de armadura mínima passiva entre as duas normativas.

Tabela 6 – Resultado do cálculo da armadura passiva positiva mínima pela NBR 6118:2014 e também pelo ACI 318-19. (Autor, 2019)

Modelo	As, min (cm ² /m) NBR	As, min (cm ² /m) ACI
ADERENTE 60MPa	2,19	0,00
NÃO ADERENTE 60MPa	3,53	0,00
ADERENTE 90MPa	2,56	0,00
NÃO ADERENTE 90MPa	4,27	0,00

4. Conclusão

Dentre os modelos estudados, a protensão com aderência posterior utilizando os fck de 60MPa e 90MPa, e a protensão não aderente também utilizando estas mesmas resistências, o cálculo da armadura passiva positiva mínima necessária através da NBR 6118:2014 apresentou um acréscimo de 17% na quantidade aço CA-50 com a utilização da protensão aderente, e 21% quando optou-se pela protensão não aderente, ou seja, mesmo elevando-se a resistência em 50%, ainda assim aumentou o consumo de material. No entanto vai de encontro a um dos motivos pelos quais um projetista decide utilizar uma resistência mais elevada, que é um consumo inferior de aço. Entende-se também que, se essa mesma laje fosse em concreto armado, os valores da armadura necessária seriam superiores a mínima, porém do contrário, esta laje em CA requisitaria uma quantidade inferior de armadura mínima (conforme a própria norma brasileira) comparado a uma igual em concreto protendido, cuja resistência do aço é quatro vezes maior, sem falar que o projeto, execução e seu controle de qualidade são mais rigorosos.

Vale destacar que o ACI 318-19 permite a não utilização desta armadura passiva positiva mínima caso a laje seja protendida em duas direções e alguns requisitos de cálculo sejam respeitados, fazendo com que além de mais eficiente, uma laje de concreto protendido seja extremamente mais competitiva economicamente se comparado a uma semelhante em concreto armado.

Normalmente quando se utiliza materiais de melhor qualidade e mais eficientes o resultado é um aumento neste custo unitário, mas em contrapartida uma diminuição do custo global. Como estamos em território brasileiro e a norma vigente para estas questões é a brasileira NBR 6118:2014, esta, da maneira que está, acaba desencorajando e inviabilizando economicamente a utilização de lajes maciças protendidas aqui no Brasil, visto que a norma americana ACI 318-

19 permite esta economia e, conseqüentemente torna a tecnologia mais difundida no território dos Estados Unidos.

5. Referências

AALAMI, B. O. **Nonprestressed Bonded Reinforcement in Post-Tensioned Building Design**. ADAPT CORPORATION. Redwood City. 2001.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, USA: [s.n.], 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1980.

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

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Brasília: [s.n.], 2002.

LOUREIRO, G. J. PROJETO DE LAJES PROTENDIDAS COM CORDOALHAS ENGRAXADAS. **Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, Fortaleza, Abril 2006. p 1734-1755.

VIEIRA, P. H. d. M. ANÁLISE DE LAJES PROTENDIDAS COM CORDOALHA ENGRAXADA CONFORME NBR 6118:2014. **Trabalho de Conclusão de Curso 2, pela Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Curso de Graduação em Engenharia Civil**. Goiânia, Dezembro 2016.