



Anais do
61º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2019
Outubro / 2019
© 2019 - IBRACON - ISSN 2175-8182



ANÁLISE DAS PERDAS DE PROTENSÃO DEVIDO AO ATRITO DO SUBLEITO EM RADIERS PROTENDIDOS

ANALYSIS OF PRESTRESSED LOSSES DUE TO SUBGRADE FRICTION IN POST-TENSIONED SLABS

Cristiano Goulart Godinho (1); Fábio Albino de Souza (2)

- (1) *Engenheiro civil, pós-graduação IDD*
(2) *Engenheiro Civil, UNICAMP, Coordenador do curso de Estruturas Protendidas no IDD*
Avenida Nossa Senhora de Copacabana
1250, Apartamento 406
22070-012 – Rio de Janeiro – RJ

Resumo

Em elementos protendidos a força de protensão diminui ao longo do tempo, no entanto os fatores que contribuem para essa perda de protensão podem ser calculados. Podemos citar como fatores: perda de protensão devido ao atrito do cabo, encurtamento elástico, fluência e retração do concreto, relaxação do aço e atrito com o solo (subleito). A perda de protensão devido ao atrito do subleito (SG) está intimamente relacionada com o peso total do radier e o coeficiente de atrito entre o radier e o subleito, sendo que a medida que o coeficiente de atrito aumenta será necessário inserir mais cabos para combater essa perda de protensão. O objetivo desse artigo foi analisar os impactos do atrito entre solo-estrutura em um radier protendido não estaqueado, fazendo um comparativo entre a perda de protensão devido ao atrito do subleito (SG) estimada pelas formulações do Post-Tensioning Institute (PTI) e uma análise em elementos finitos considerando a não linearidade geométrica dessa interação. Assim foi possível analisar a relevância da perda por atrito do subleito através de um comparativo dos resultados obtidos pelos softwares ADAPT MAT 2017 e SAP2000, sendo que este último proporciona análises mais complexas permitindo avaliar a não linearidade da interação.

Palavra-Chave: Atrito do Subleito, Radier Protendido, Perdas de Protensão

Abstract

In prestressed elements the force of post-tension decreases over time, however the factors that contribute to this loss of prestressed can be calculated. We can cite as factors: loss of prestressed due to cable friction, elastic shortening, creep and shrinkage of concrete, steel relaxation and soil friction (subgrade). The loss of prestressed due to the friction of the subgrade (SG) is closely related to the total weight of the slab and the coefficient of friction between the slab and the subgrade, and as the coefficient of friction increases it will be necessary to insert more cables to combat this loss of prestressed. The objective of this article was to analyze the impacts of soil-structure friction on a uniform post-tensioned slab comparing the loss of prestressed due to the friction of the subgrade (SG) estimated by Post-Tensioning Institute (PTI) formulations and a finite element analysis considering the geometric non-linearity of this interaction. Thus, it was possible to analyze the relevance of friction loss of the subgrade through a comparison of the results obtained by the ADAPT MAT 2017 and SAP2000 softwares, the latter providing more complex analyzes allowed to evaluate the non linearity of the interaction.

Keywords: Friction Loss, Post-Tensioned Slab, Prestressed Losses



1 Introdução

Segundo o ACI 360 R-10 (2010) entende-se laje sobre o solo, uma laje apoiada no solo, cuja a principal finalidade é suportar as cargas aplicadas através da tensão admissível de suporte do solo (capacidade do solo).

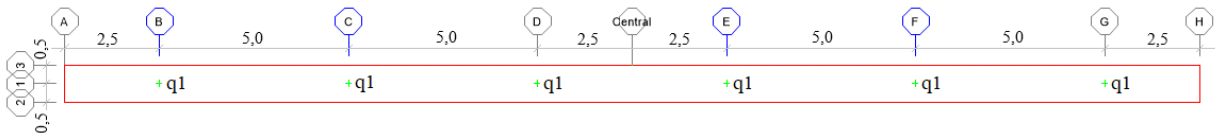


Figura 1 - Croqui da estrutura em planta com os pontos de cargas verticais (Fonte: Autor, 2018)

Na Figura 1, tem-se um modelo simplificado para as análises deste artigo, que busca mostrar a convergência entre resultados obtidos pelos software ADAPT MAT 2017 e SAP2000. A faixa do radier possui 0,30 m de espessura, 1,0 m de largura e 30 m de comprimento. Foram consideradas cordoalhas engraxadas e plastificadas com pós-tração (nível 2, protensão limitada) e posicionadas no centro de gravidade da seção com traçado reto.

Nas primeiras análises (modelos 1 e 2), não se consideram as perdas de protensão devido ao atrito do subleito, bem como não foi avaliada a não linearidade geométrica dessa interação. Foi considerado apenas, as perdas iniciais e progressivas.

As perdas de protensão devido ao atrito do subleito dependem do tipo de solo e do tratamento que este recebeu e a utilização de manta de polietileno de alta densidade (pead) reduz significativamente o coeficiente de atrito, porém foi adotado nas análises coeficiente de atrito referente a subleito em base granular, justamente para potencializar o efeito do atrito.

No modelo 3, foi utilizado o software SAP2000 para mensurar as perdas devido ao atrito, sendo desprezadas as perdas iniciais e progressivas. A partir deste modelo, os parâmetros referentes ao concreto foram adaptados para o ato da protensão, momento no qual o concreto não obteve sua resistência final. Como premissa considerou-se uma análise unidirecional, a qual poderá ser extrapolada para bidimensional. Para tanto, foi realizada uma análise não linear para interação da tensão de atrito entre subleito-radier. Considerando os parâmetros utilizados por ZHANG, Jun e LI, Victor C. (2001), que simulam o comportamento do deslizamento da tensão de atrito na interface subleito-radier. Isto é, superada a tensão de atrito o radier desliza sobre o subleito sem perdas por atrito.

No modelo 4, foi feita (através do software SAP2000) uma análise linear com perdas iniciais e perdas devido ao atrito do subleito considerando a formulação do Post-Tensioning Institute (PTI).

Buscando-se comparar a formulação do PTI, adotada no modelo 4, com a análise (não linear) realizada no modelo 3, criou-se o modelo 5 (através do software SAP2000) no qual foram adicionadas as perdas iniciais.

Negligenciar as perdas por atrito do subleito produzirão patologias nos radiers, tais como tensões de tração acima daquelas projetadas que causarão redução da vida útil da estrutura, ou até mesmo o colapso da mesma.



2 Parâmetros adotados

2.1 Características do concreto

Foi adotado concreto de 30 MPa, que através das equações de 1 a 6 retiram-se os parâmetros de projeto de acordo com a NBR 6118:2014.

$$\alpha_f = 1,5$$

$$\alpha_e = 1,0$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 1})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (\text{Equação 2})$$

$$f_{ctk,f} = 1,5 \times 0,7 \times 0,3 \times 30^{2/3} = 3,04 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,f} = \alpha_f \times f_{ctk,inf} \quad (\text{Equação 3})$$

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \times f_{ck}^{1/2} \quad (\text{Equação 4})$$

$$E_{ci} = 1,0 \times 5600 \times 30^{1/2} = 30.672 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (\text{Equação 5})$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{30}{80} = 0,875 \leq 1$$

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (\text{Equação 6})$$

$$E_{cs} = 0,875 \times 30.672 = 26.838 \text{ MPa}$$

Onde

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão em MPa

$f_{ct,m}$ = resistência a tração direta média em MPa

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica do concreto à tração inferior em MPa

$f_{ctk,f}$ = resistência característica do concreto à tração em MPa

α_f = coeficiente de forma para seção retangular

α_e = coeficiente para granito e gnaiss

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial em MPa

E_{cs} = módulo de elasticidade secante em MPa

2.2 Características do concreto para $j = 7$ dias

As características do concreto $j = 7$ dias utilizadas para o ato da protensão estão apresentadas nas equações de 7 a 9.

$$s = 0,38$$

$$\beta_1 = e^{[s \times (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})]} \quad (\text{Equação 7})$$

$$\beta_1 = e^{[0,38 \times (1 - \sqrt{\frac{28}{7}})]} = 0,684$$



Anais do
61º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2019
Outubro / 2019



@ 2019 - IBRACON - ISSN 2175-8182

$$f_{ckj} = \beta_1 \times f_{ck}$$
$$f_{ckj} = 0,684 \times 30 = 20,52 \text{ MPa}$$

(Equação 8)

$$E_{ci(j)} = \sqrt{\frac{f_{ckj}}{f_{ck28}}} \times E_{ci}$$
$$E_{ci(j)} = \sqrt{\frac{20,52}{30}} \times 30.672 = 25.367 \text{ MPa}$$

(Equação 9)

Onde

s = coeficiente para cimento tipo CPIII

j = idade do concreto na aplicação da protensão

f_{ckj} = resistência à compressão para j dias

$E_{ci(j)}$ = módulo tangente inicial para j = 7 dias

2.3 Coeficiente de reação vertical do solo adotado

Para os modelos computacionais, o coeficiente de reação vertical do solo adotado que simulam as hipóteses de winkler foi de:

$$k_v = 15.000 \text{ kN/m}^3$$

Onde

k_v = coeficiente de reação vertical do solo em kN/m^3

2.4 Coeficientes para interação não linear entre subleito-radier

Nas análises não lineares a interação entre subleito-radier em base granular, conforme Rasmussen & Rozycki (2001) e Zhang & Li (2001), foram representadas por:

$$T_0 = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\delta_0 = 0,50 \text{ mm}$$

Onde

T_0 = estado estacionário da tensão de atrito em MPa

δ_0 = deslocamento correspondente para alcançar T_0 em mm

2.5 Carregamentos

Para os modelos 1 e 2 foram adotados os seguintes carregamentos:

g_1 = através das propriedades geométricas dos elementos e do peso específico do concreto, considerado 25 kN/m^3 , obtém-se o peso próprio da estrutura.

$$q_1 = 100 \text{ kN}$$

Onde

g_1 = peso próprio gerado automaticamente pelo software, em kN

q_1 = Sobrecarga acidental concentrada, conforme Figura 1, em kN

2.6 Combinações das cargas



Para os modelos 1 e 2 foram adotadas as combinações de cargas da tabela 1, em conformidade com o item 11.7 da NBR 6118 (2014):

Tabela 1 – Tabela de combinações das solicitações (Fonte: Autor, 2018).

SOLICITAÇÕES		ELU		ELS-D (CQP)	ELS-F (CF)	ELS-CE
		C1	C2	C4	C3	C5
		D	F	-	-	-
peso próprio	g1	1,4	1	1	1	1
Protensão	Prot	1,2	0,9	1	1	1,2
Sobrecarga	q1	1,4	0	0,4	0,6	0

2.7 Estados limites de serviço (ELS)

Os estados limites de serviços adotados referem-se a pós-tração nível 2, segundo Cholfe (2015).

Estado Limite de serviço na formação de fissuras (ELS-F), combinação frequente (CF)

$$\sigma_{c,max} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{t,max} \leq 1,5 \times f_{ctk,f}$$

Estado Limite de serviço na descompressão (ELS-D), combinação quase permanente (CQP):

$$\sigma_{c,max} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{t,max} \leq 0$$

Estado Limite de Serviço para compressão excessiva (ELS-CE), combinação para o ato de protensão:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,7 \times f_{ck}$$

Onde

$\sigma_{c,max}$ = tensão máxima de compressão no concreto em MPa

$\sigma_{t,max}$ = tensão máxima de tração no concreto em MPa

2.8 Valores limites da força de protensão

Segundo o item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 (2014) para cordoalhas engraxadas e plastificadas (Aço CP190 RB) foram adotados os seguintes limites de protensão:

$\varnothing = 12,7 \text{ mm}$

$A_{p0} = 1,014 \text{ cm}^2 = 0,0001014 \text{ m}^2 \approx 0,157 \text{ in}^2$

$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$

$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$

$$\sigma_{pi} = (0,8 \times f_{ptk}) \quad \text{(Equação 10)}$$

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

$$\sigma_{pi} = (0,88 \times f_{pyk}) \quad \text{(Equação 11)}$$

$$\sigma_{pi} = (0,88 \times 1710) = 1505 \text{ MPa}$$



Através do mínimo entre os resultados das equações 10 e 11 obtém-se a tensão limite de protensão: $\sigma_{pi} = 1.505 \text{ MPa} = 1.505.000 \text{ kPa}$

Onde

σ_{pi} = tensão limite de protensão para aços baixa relaxação (RB) em MPa

f_{ptk} = resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão em MPa

f_{pyk} = resistência característica nominal à ruptura por tração do aço de protensão em MPa

ϕ = diâmetro de uma cordoalha em mm

2.9 Perdas da força de protensão adotadas

Através dos parâmetros μ , K e acomodação da ancoragem os software calculam as perdas imediatas, computando automaticamente a perda por encurtamento do concreto, nos resultado dos modelos, obteve-se 11,6% de perdas iniciais. Que resulta em $\gamma_{ini} = 0,116$.

$\mu = 0,07$

$K = 0,0065$

Acomodação = 6 mm

$\gamma_{pp} = 0,11$

Onde

μ = coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha

K = coeficiente de perda por metro devido às curvaturas não intencionais

Acomodação = escorregamento na ancoragem

γ_{pp} = coeficiente adotado para parcela das perdas progressivas.

γ_{ini} = coeficiente retirados dos modelos para parcela das perdas iniciais.

2.10 Força de protensão adotada antes das perdas de protensão

Abaixo foi determinada a força de protensão adotada, antes das perdas de protensão, consoante com a tensão limite de protensão para aços baixa relaxação (RB):

$n_c = 6$

$$P_{0 \text{ lim}} = A_{p0} \times \sigma_{pi} \quad (\text{Equação 12})$$

$$\sigma_0 = P_0 \div A_{p0} \quad (\text{Equação 13})$$

Através das equações 12 e 13 obtém-se:

$$P_{0 \text{ lim}} = 0,0001014 \times 1505000 = 152,6 \text{ kN}$$

$$P_0 = 150 \text{ kN} < P_{0 \text{ lim}}$$

$$\sigma_0 = 150 \div 0,0001014 = 1480000 \text{ kPa} = 1480 \text{ MPa}$$

Onde

n_c = número de cordoalhas

A_{p0} = área de uma cordoalha em m^2

P_0 = força de protensão adotada, antes das perdas imediatas, para uma cordoalha em kN

$P_{0 \text{ lim}}$ = força limite de protensão antes das perdas para uma cordoalha em kN



σ_{pi} = tensão limite de protensão para aços baixa relaxação (RB) em MPa
 σ_0 = tensão de protensão adotada em MPa

2.11 Força de protensão para vencer o atrito entre o radier e o subleito

Foi calculado, segundo o PTI, número de cabos a serem adicionados para vencer o atrito. Através das equações 14 a 16 e do coeficiente de atrito para base granular ($\mu = 1,71$) citado por Albino (2018), obtem-se:

$$W_{slab} = H \times B \times L \times \gamma_c \quad (\text{Equação 14})$$

$$W_{slab} = 0,30 \times 1,00 \times 30 \times 25 = 225 \text{ kN} \sim 50.582 \text{ lbs}$$

$$f_e = \sigma_0 \times (1 - \gamma_{ini}) \quad (\text{Equação 15})$$

$$f_e = 1480 \times (1 - 0,116) = 1308 \text{ MPa} = 189,74 \text{ ksi}$$

$$N_t = \frac{\mu \times W_{slab}}{2.000 \times f_e \times A_{ps}} \quad (\text{Equação 16})$$

$$N_t = \frac{1,71 \times 50.582}{2.000 \times 1308 \times 0,157} = 1,45$$

Onde

N_t = número de cabos a serem adicionados

μ = coeficiente de atrito

f_e = tensão de protensão após perdas iniciais, citadas no item 2.9, em ksi

W_{slab} = Peso do piso em lbs

A_{ps} = área da seção de uma cordoalha em in^2

γ_c = peso específico do concreto (25 kN/m^3)

γ_{ini} = coeficiente retirados dos modelos para parcela das perdas iniciais

Através de N_t deduz-se que 1,45 da força de um cabo de protensão ficará retida pelo atrito entre subleito-radier. Então através das equações de 17 a 19 e da força de protensão adotada no item 2.10, calcula-se a força retida por cabo de protensão:

$$P_{ret_{total}} = N_t \times P_0 \quad (\text{Equação 17})$$

$$P_{ret_{total}} = 1,45 \times 150 = 217,5 \text{ kN}$$

$$P_{ret(1)} = P_{ret_{total}} \div n_c \quad (\text{Equação 18})$$

$$P_{ret(1)} = \frac{217,5}{6} = 36,25 \text{ kN}$$

$$P_{0(1)} = P_0 - P_{ret(1)} \quad (\text{Equação 19})$$

$$P_{0(1)} = 150 - 36,25 \text{ kN}$$

Onde

$P_{ret_{total}}$ = parcela da força de retida devido ao atrito o piso e o subleito

$P_{ret(1)}$ = perda devido à retenção para uma cordoalha



$P_{0(1)}$ = força de protensão após perdas por retenção

P_0 = força de protensão adotada, antes das perdas imediatas, para uma cordoalha em kN

3 Análise dos modelos

3.1 Modelo 1

O Modelo 1, apresentado na Figura 2, foi elaborado em elementos finitos no software ADAPT Builder 2017. Para este modelo foram adotadas as características do concreto do item 2.1, os parâmetros para interação subleito-radier do item 2.3, os carregamentos do item 2.5, os parâmetros para perdas da força de protensão do item 2.9 e força de protensão após perdas por atrito do subleito do item 2.11.

Na Figura 2 tem-se o modelo em elementos finitos no qual foi adotada uma malha com 25 cm x 25 cm e a Figura 3 demonstra os carregamentos do item 2.5.

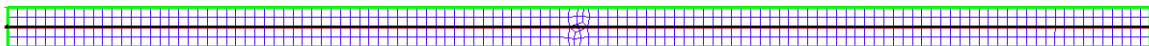


Figura 2 - Modelagem no ADAPT Builder 2017 com elementos de placa
(Fonte: Autor, 2018)

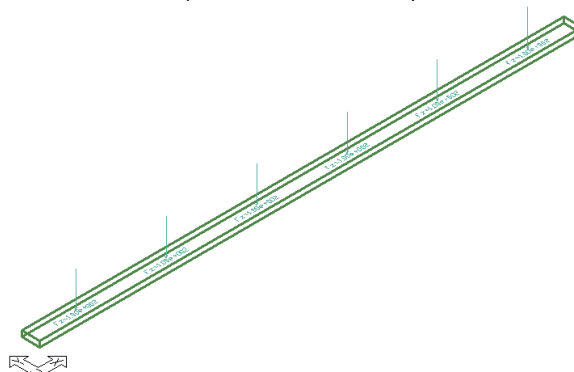


Figura 3 - Sobrecargas q_1 aplicadas no modelo (kN) - (Fonte: Autor, 2018)

A partir do modelo 1 foram obtidos os momentos fletores máximos:

Design Sections: Actions.Bending(KN-m)
Load Combination: Frequent(SERVICEABILITY)
Max: 26.45
Min: -11.20

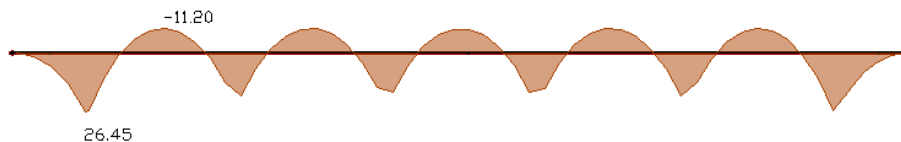


Figura 4- Momentos fletores resultantes - ELS-F (CF) - kNm - (Fonte: Autor, 2018)

Design Sections: Actions.Bending(KN-m)
Load Combination: Service(quasi-permanent)(OUASI_PERMANENT)
Max: 17.63
Min: -7.47

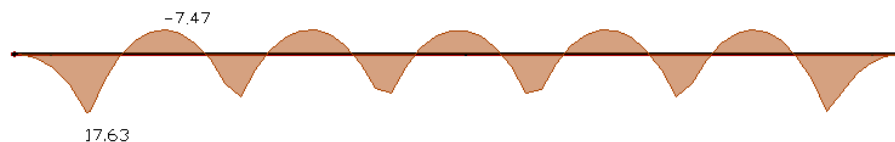


Figura 5 – Momentos fletores - ELS-D (CQP) - kNm - (Fonte: Autor, 2018).



Design Sections: Actions: Bending (KN-m)
Load Combination: ELU (STRENGTH)
Max: 61.72
Min: -26.14

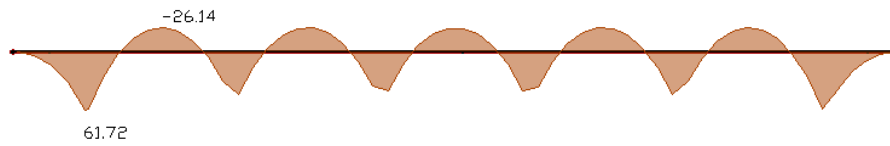


Figura 6 – Momentos fletores - ELU - kNm - (Fonte: Autor, 2018)

A partir do modelo 1 foram obtidos os diagramas de tensões:

Design Sections: Stresses: Top (N/mm²)
Load Combination: Frequent (SERVICEABILITY)
Tensile stress positive
Max: -0.86
Min: -3.37

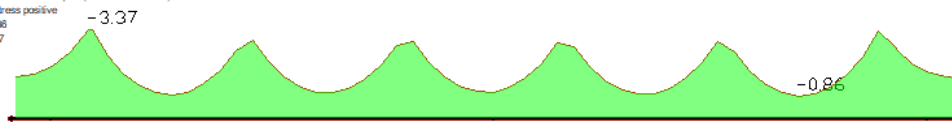


Figura 7 – Diagrama de tensões – Fibra superior – MPa - CF - (Fonte: Autor, 2018)

Design Sections: Stresses: Bottom (N/mm²)
Load Combination: Frequent (SERVICEABILITY)
Tensile stress positive
Max: 0.16
Min: -2.45

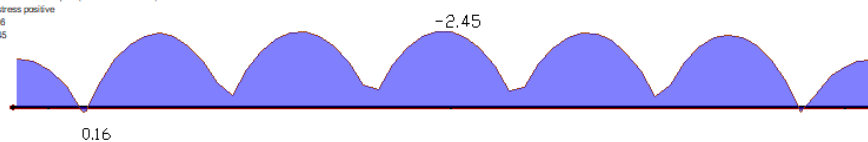


Figura 8 – Diagrama de tensões - Fibra inferior – MPa - CF - (Fonte: Autor, 2018)

Design Sections: Stresses: Top (N/mm²)
Load Combination: Service (quasi-permanent) (QUASI_PERMANENT)
Tensile stress positive
Max: -1.11
Min: -2.78

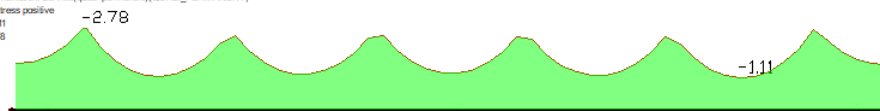


Figura 9 – Diagrama de tensões - Fibra superior – MPa - CQP - (Fonte: Autor, 2018)

Design Sections: Stresses: Bottom (N/mm²)
Load Combination: Service (quasi-permanent) (QUASI_PERMANENT)
Tensile stress positive
Max: -0.43
Min: -2.21

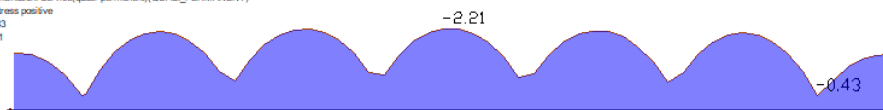


Figura 10 – Diagrama de tensões - Fibra inferior – MPa - CQP - (Fonte: Autor, 2018)

Design Sections: Stresses: P/A (Precompression # of tendons) (N/mm²)
Tensile stress positive
Max: -1.54
Min: -1.76

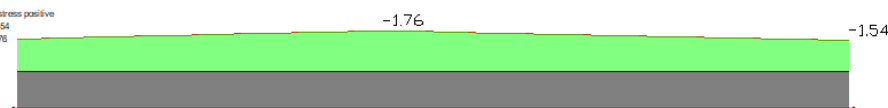


Figura 11 – Diagrama tensão de pré-compressão - (Fonte: Autor, 2018)

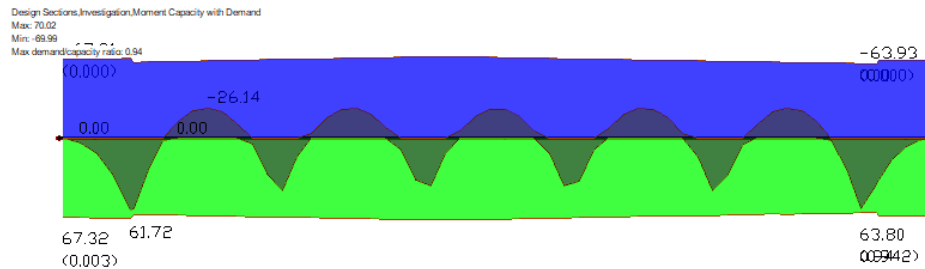


Figura 12 – Diagrama de momento resistente com os momentos fletores ELU.
(Fonte: Autor, 2018)

3.2 Modelo 2

O Modelo 2, apresentado nas Figuras 13 e 14, foi elaborado em elementos finitos no software SAP2000. Para este modelo foram adotadas as características do concreto do item 2.1, os parâmetros para interação subleito-radier do item 2.3, os carregamentos do item 2.5, os parâmetros para perdas da força de protensão do item 2.9 e força de protensão após perdas por atrito do subleito do item 2.11.

Na Figura 13 temos o modelo em elementos finitos no qual foi adotada uma malha com 25 cm x 25 cm.

Na Figura 13 tem-se o modelo em elementos finitos no qual foi adotada uma malha com 25 cm x 25 cm e a Figura 14 demonstra os carregamentos do item 2.5.

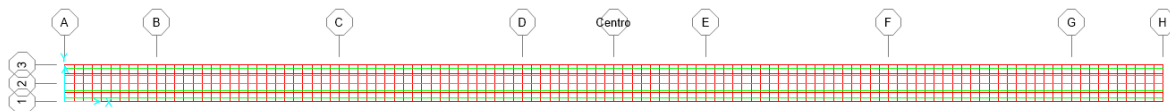


Figura 13 – Modelagem no SAP2000 com elementos de placa (Fonte: Autor, 2018)

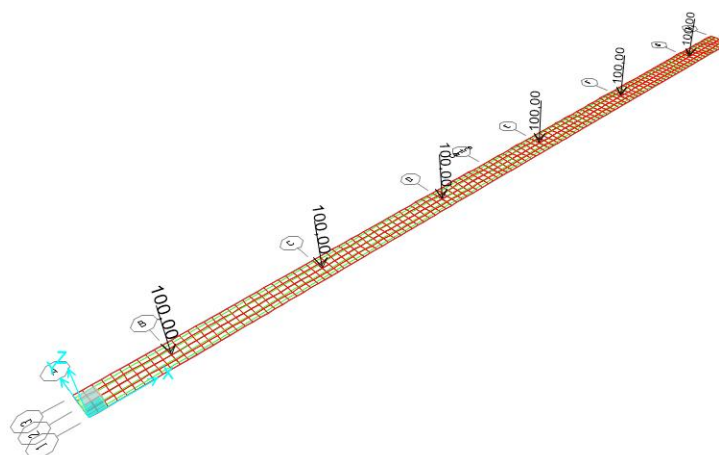


Figura 14 – Sobrecargas q1 aplicadas no modelo (kN) - (Fonte: Autor, 2018)

A partir do modelo 2 foram obtidos os momentos fletores máximos no SAP2000:

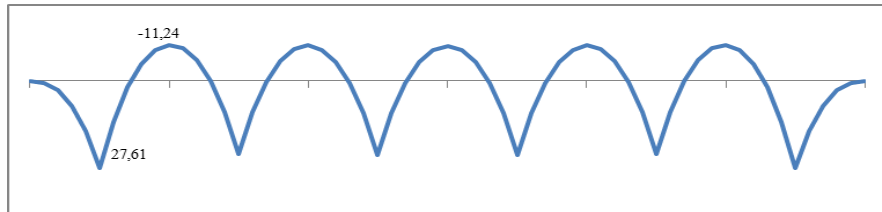


Figura 15 – Momentos fletores - ELS-F (CF) - kNm - (Fonte: Autor, 2018)

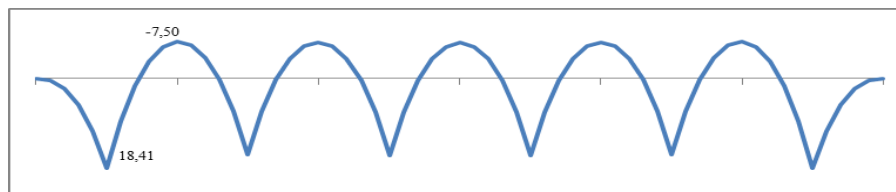


Figura 16 – Momentos fletores - ELS-D (CQP) - kNm - (Fonte: Autor, 2018)

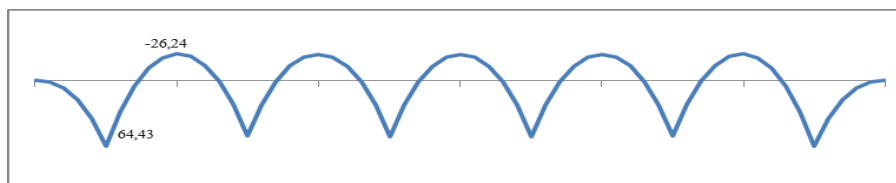


Figura 17 – Momentos fletores - ELU - kNm - (Fonte: Autor, 2018)

A partir do modelo 2 foram obtidos os diagramas de tensões no SAP2000:

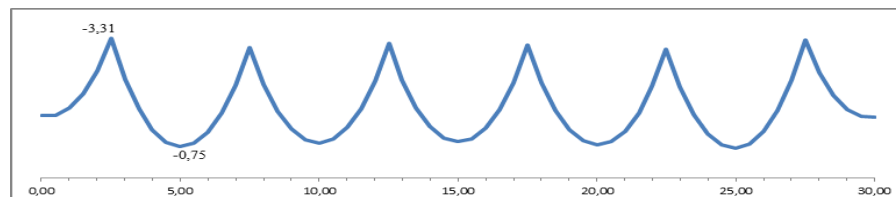


Figura 18 – Diagrama de tensões – Fibra superior – MPa - CF - (Fonte: Autor, 2018)

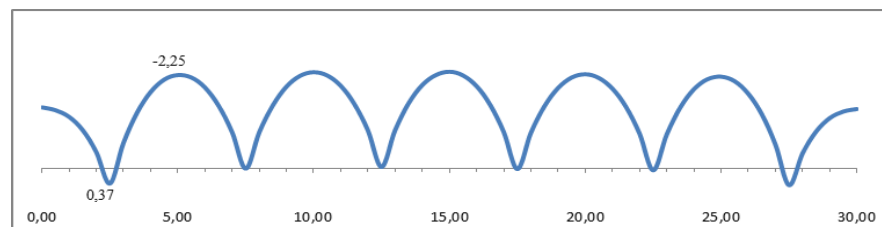


Figura 19 – Diagrama de tensões - Fibra inferior – MPa - CF - (Fonte: Autor, 2018)

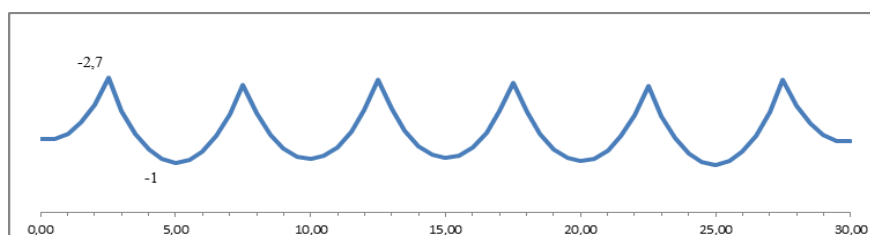


Figura 20 – Diagrama de tensões - Fibra superior – MPa - CQP - (Fonte: Autor, 2018)

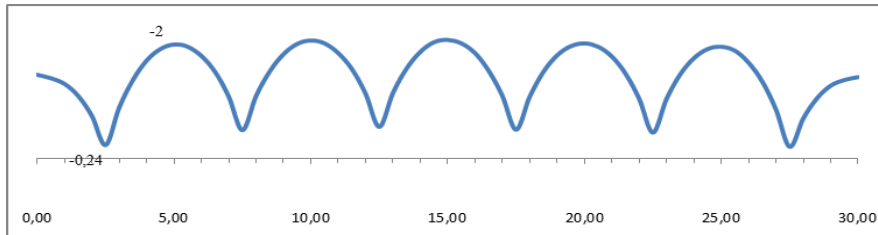


Figura 21 – Diagrama de tensões - Fibra inferior – MPa - CQP - (Fonte: Autor, 2018)

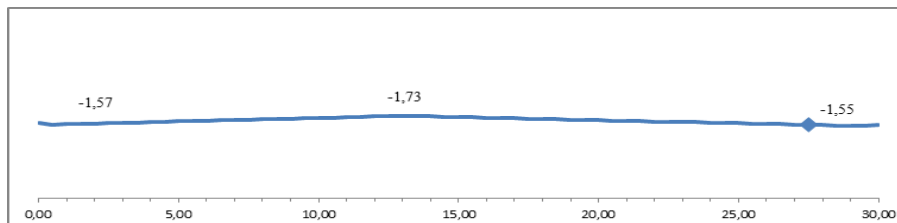


Figura 22 – Diagrama tensão de pré-compressão - (Fonte: Autor, 2018)

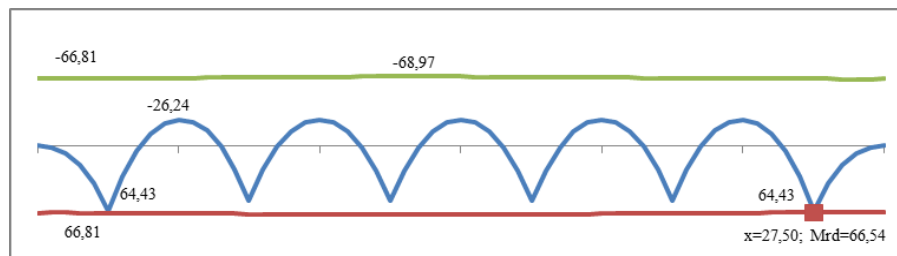


Figura 23 – Diagrama de momento resistente com os momentos fletores do ELU. (Fonte: Autor, 2018)

Foi verificado o ato da protensão de maneira simplificada do Estádio 1 (NBR 6118 – 17.2.4.3). Ainda de acordo com a mesma norma, no item 2.2 tem-se $f_{ckj} = -20,52$ MPa (compressão) e no item 2.7 tem-se: $\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0,7 \times -20,52$ MPa = $-14,36$ MPa, conforme ELS-CE (compressão excessiva). As solicitações devido ao peso próprio serão transmitidas diretamente para o solo, de acordo com o modelo simplificado de winkler. Nessa abordagem considera-se o radier e o subleito como contínuos e homogêneos. Calculam-se os efeitos da protensão de 6 cordoalhas com $\gamma_p = 1,10$. A partir da equação 20 e item 2.10, obtém-se a tensão máxima de compressão no concreto no ato da protensão:

$$\sigma_{c,ATO} = \frac{-P_0 \times n_c \times \gamma_p}{B \times H} \quad \text{(Equação 20)}$$

$$\sigma_{c,ATO} = \frac{-150 \times 6 \times 1,1}{1 \times 0,30} = -3.3000 \text{ kPa}$$

$$|\sigma_{c,ATO} = -3.330 \text{ kPa}| < |\sigma_{c,m\acute{a}x} = -14360 \text{ kPa}|$$

A tensão de compressão está abaixo do limite máximo, atendendo aos requisitos do dimensionamento.

Onde

$\sigma_{c,ATO}$ = tensão de compressão no concreto máxima no ato da protensão em kPa



3.3 Modelo 3

No modelo 3, utilizou-se o SAP2000 para mensurar as perdas devido ao atrito do subleito, sendo desprezadas as perdas iniciais e progressivas. Os parâmetros referentes ao concreto adotados foram aqueles para o ato da protensão (item 2.2). Para a interação não linear subleito-radier foram adotados os parâmetros do item 2.4, já os carregamentos considerados serão apenas o peso próprio e a força de protensão (item 2.10).

A Figura 24 mostra a força de protensão no radier após as perdas devidas ao atrito do subleito.

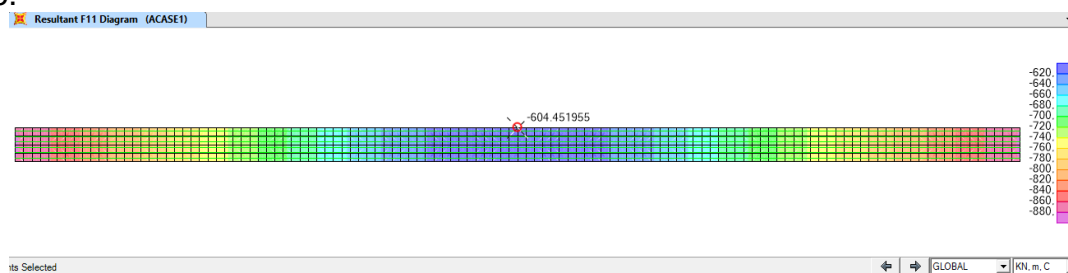


Figura 24 – Diagrama da força de protensão após as perdas devido ao atrito do subleito (kN) - (Fonte: Autor, 2018)

Foi obtido nessa análise:

$$P_0 = 900 \text{ kN.}$$

$$F11_{R,15} = 604 \text{ kN}$$

$$R_{\text{total}} = 900 - 604 \text{ kN} = 296 \text{ kN}$$

Onde

$F11_{R,15}$ = Força de protensão, na posição $x = 15$ m após a perda pela interação subleito-radier, em kN.

R_{total} = Diferença entre a força de protensão P_0 e a força remanescente em $x = 15$ m, em kN.

P_0 = força de protensão, antes das perdas imediatas para 6 cordoalhas, em kN

3.4 Modelo 4

No modelo 4, foi feita (através do software SAP2000) uma análise linear com perdas iniciais e perdas devido ao atrito do subleito considerando a formulação do Post-Tensioning Institute (PTI). Para este modelo foram adotadas as características do concreto do item 2.2 (ato da protensão), os parâmetros para interação subleito-radier do item 2.3, os parâmetros para perdas iniciais da força de protensão do item 2.9, os carregamentos considerados serão apenas peso próprio e a força de protensão após perdas devido ao atrito do subleito do item 2.11.

A Figura 25 mostra a força de protensão no radier após as perdas devido ao atrito do subleito segundo o PTI e perdas imeditas de protensão.

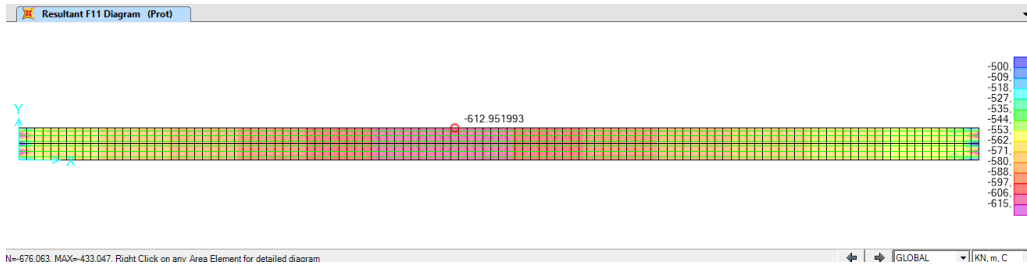


Figura 25 – Diagrama da força de protensão após as perdas devido ao atrito do subleito segundo o PTI e perdas imediatas de protensão (kN) - (Fonte: Autor, 2018)

Foi obtido nessa análise:

$$P_0 = 900 \text{ kN.}$$

$$F11_{R,15} = 612 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} = 900 - 612 \text{ kN} = 288 \text{ kN}$$

Onde

$F11_{x,15}$ = Força de protensão, na posição $x = 15\text{m}$, em kN.

P_{total} = Diferença entre a força de protensão P_0 e a força remanescente em $x = 15 \text{ m}$, em kN.

P_0 = força de protensão, antes das perdas imediatas para 6 cordoalhas, em kN.

3.5 Modelo 5

No modelo 5, foi feita (através do software SAP2000) uma análise não linear das perdas devido ao atrito do subleito similar aquela realizada no modelo 3, porém foram adicionadas as perdas iniciais, com a finalidade de comparar com resultados obtidos através do modelo 4.

Para este modelo foram adotadas as características do concreto do item 2.2, os parâmetros para interação subleito-radier do item 2.4, as perdas iniciais de protensão do item 2.9, os carregamentos considerados serão apenas peso próprio e a força de protensão (item 2.10).

A Figura 26 mostra a força de protensão no radier após as perdas devido ao atrito do subleito através do coeficiente de reação horizontal não linear e perdas imediatas.

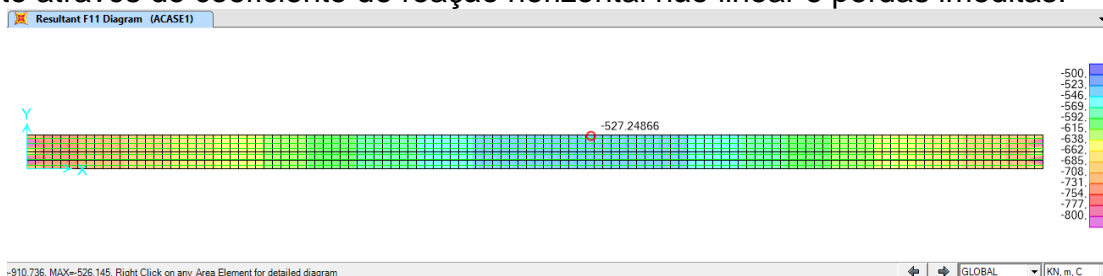


Figura 26 – Diagrama da força de protensão após as perdas devido ao atrito do subleito através do coeficiente de reação horizontal não linear e perdas imediatas (kN) - (Fonte: Autor, 2018)

Foi obtido nessa análise:

$$P_0 = 900 \text{ kN.}$$



$$F_{11R,15} = 527 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} = 900 - 527 \text{ kN} = 373 \text{ kN}$$

Onde

$F_{11x,15}$ = Força de protensão, na posição $x = 15\text{m}$ (meio do vão), em kN.

P_{total} = Diferença entre a força de protensão P_0 e a força remanescente em $x = 15 \text{ m}$, em kN.

P_0 = força de protensão, antes das perdas imediatas para 6 cordoalhas, em kN.

4 Conclusões

A partir da comparação dos modelos 1 e 2 obtém-se as seguintes variações máximas: nos momentos fletores negativos $\leq 0,4\%$ e nos positivos $\leq 6\%$; na tensão de pré-compressão $\leq 1,9\%$; conclui-se que há convergência entre os dois software utilizados. O momento resistente de fissuração é inferior ao momento fletor no ELU, logo a placa não terá fissuras nem na condição de ruptura, não havendo necessidade de armadura passiva mínima para o modelo analisado. Recomenda-se, em estudos futuros, o estudo de armadura mínima em radier protendido, uma vez que não possuem uma normativa brasileira até o momento.

A partir da análise do modelo 3 (Figura 24), obteve-se uma perda por atrito do subleito de 296 kN, que foi 36% superior ao valor obtido no item 2.11 referente a perda por atrito do subleito baseada no PTI (217,5 kN). Na análise da Figura 24 nota-se que essa perda não é constante atingindo seu valor máximo no meio do vão, independente do tipo de protensão (ativa-ativa ou ativa-passiva). O modelo 3 permitiu que fosse mensurada somente a perda por atrito do subleito que atingiu aproximadamente 33% da força total de protensão aplicada inicialmente; possibilitando avaliar a importância da consideração dessa perda de protensão no dimensionamento de radier protendido.

Na análise dos modelos 4 e 5, tem-se um comparativo das perdas iniciais de protensão somadas às perdas devido ao atrito do subleito. Através da análise linear com formulação de acordo com PTI (modelo 4), obteve-se uma perda total inicial de 288 kN. Na análise do modelo 5, que considera a não linearidade geométrica da interação entre subleito-radier obteve-se uma perda total inicial de 373 kN. Conclui-se que os resultados do modelo 4 foram 30% inferiores aos obtidos no modelo 5. Logo o modelo 4, que considera a perda por atrito do subleito constante, se mostra menos conservadora, já o modelo 5 atinge máxima perda por atrito do subleito no meio do radier e foi variável ao longo do comprimento.

Visando garantir as premissas adotadas nos projetos de radier protendido, foi demonstrada, nesse artigo, a suma importância da consideração da perda por atrito do subleito. Ao subestimar esta perda, serão geradas patologias no radier, tais como: deformações excessivas, superação dos limites de tensão de tração no concreto, redução da vida útil da estrutura e culminando no colapso pela utilização de uma estrutura fragilizada pelo não atendimento das condições de projeto.



Anais do
61º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2019
Outubro / 2019



@ 2019 - IBRACON - ISSN 2175-8182

5 Referências

- ZHANG, Jun e LI, Victor C. - "Influence of supporting base characteristics on Shrinkage-induced stresses in concrete pavements" - Journal of transportation engineering / november/december 2001.
- CSI Analysis Reference Manual - For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge™ - Berkeley, California, USA, 2015.
- ALBINO, Fábio de Souza. Notas de aula disciplina – Dimensionamento de fundações protendidas, pós-graduação em estruturas protendidas, IDD, 2017.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Projeto de estruturas de concreto - Procedimento", NBR 6118/ 2014. Rio de Janeiro.
- RODRIGUES, Públio Penna Firme – "Manual de pisos industriais: fibras de aço e protendido" - São Paulo: Pini, 2010.
- ALBINO, Fábio de Souza. "Radier Simples, Armado e Protendido – Teoria e Prática" – Campinas/SP: Edição do Autor, 2017.
- ACI – American Concrete Institute, "Guide to Design of Slabs-on-Ground" ACI 360 R-10, Farmington Hills, USA, 2010.
- CHOLFE, Luiz. "Concreto protendido : teoria e prática" – São Paulo: Pini, 2015.