

Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing

Consolos de concreto armado reforçados com protensão externa



R. M. ROMANICHEN ^a
romulo_romanichen@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8750-9499>

R. A. SOUZA ^a
rsouza@uem.br
<https://orcid.org/0000-0002-9990-2850>

Abstract

Reinforced concrete structures may demand, throughout their lifetime, the increase of the capacity load due to eventual changes in the load configuration. In this context, corbels could be considered structural elements which present great challenges for installing strengthening solutions. The referred difficulty is due to the fact that the strength capacity of this kind of element is dependent on the strength of a diagonal concrete strut and a tensile steel tie, both located in a very short region also subjected to interferences. In the present paper, the behavior of reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing is investigated. For that, nonlinear analysis of short corbels (a/d ratio between 0,5 and 1,0), strengthened or not, have been applied. Also, analytical models based on the Strut-and-Tie Model were developed and the obtained results were compared with experimental results. The obtained results have demonstrated that strengthening reinforced concrete corbels using external prestressing is a fast, efficient and safe solution.

Keywords: structural strengthening, short corbels, strut and tie model, external prestressing.

Resumo

As estruturas em concreto podem exigir, ao longo de sua vida útil, o aumento da capacidade de carga devido a eventuais mudanças de utilização. Nesse contexto, os consolos podem ser considerados elementos estruturais que apresentam grandes desafios para a instalação de alternativas de reforço. Tal dificuldade é decorrente do fato de que a capacidade resistente do consolo depende da segurança conjunta de uma diagonal comprimida de concreto e de um tirante metálico em uma zona extremamente limitada e sujeita a interferências. No presente trabalho, apresenta-se o comportamento de consolos de concreto armado reforçados com barras externas protendidas. Para tanto, análises não-lineares de consolos curtos (relação a/d entre 0,5 e 1,0), dotados ou não de reforço com protensão externa, foram efetuadas. Além dos modelos numéricos, foram aplicados modelos analíticos baseados no Método das Bielas, de maneira que os resultados puderam ser comparados com resultados experimentais. Os resultados obtidos demonstram que a alternativa de reforço de consolos com protensão externa é uma solução rápida, eficiente e segura para consolos em concreto armado.

Palavras-chave: reforço estrutural, consolo curtos, modelo de escoras e tirantes, protensão externa.

^a State University of Maringá, Civil Engineering Department, Civil Engineering Graduate Program, Maringá, PR, Brasil.

1. Introdução

Edificações são construídas com o intuito de atender as aspirações e necessidades dos proprietários e, a partir deste pressuposto desenvolve-se o projeto arquitetônico que servirá de base para a concepção do modelo estrutural.

Com o passar do tempo as necessidades idealizadas de utilização podem acabar se alterando, fazendo com que as edificações sejam readequadas de forma a atender as novas demandas, o que inevitavelmente está relacionado com a necessidade de reforço das estruturas já existentes.

Outras situações, tais como falhas de projeto, falhas na execução, cargas não-previstas, deficiências dos materiais e ausência de procedimentos de manutenção também podem ocasionar a necessidade de reforço das estruturas, demandando assim intervenções de maneira a revitalizar as estruturas e torná-las aptas e seguras novamente ao uso.

Atualmente, dentre as principais técnicas de reforço de estruturas, destacam-se aquelas relacionadas a aplicação de fibras de polímeros (carbono, vidro, sintéticos, etc), uso de chapas de aço, aumento da seção transversal dos elementos e aplicação de protensão, sendo essa última técnica a de interesse para o reforço de consolos no presente trabalho.

Os consolos são ressaltos de pilares utilizados para o apoio de vigas pré-moldadas ou metálicas, ou ainda para permitir a execução de juntas de dilatação na estrutura de edifícios. Por se tratarem de elementos extremamente curtos e ainda sujeitos a interferências, o reforço de consolos pode se tornar uma atividade bastante desafiadora.

Se o consolo, por exemplo, não apresentar consolos vizinhos no pilar de apoio, a intervenção será bem mais facilitada. A Figura [1] ilustra uma situação de reforço de um consolo sujeito a lascamento e deficiência da armadura do tirante principal com a utilização de fibras de carbono. Nesse problema, tendo-se em vista o comprimento inadequado da placa metálica de apoio e os movimentos de rotação/translação da viga metálica existente sobre o consolo, observou-se o lascamento do extremo do elemento estrutural.

Além disso, após avaliar a armação utilizada, constatou-se que o tirante apresentava deficiências em relação ao carregamento último previsto para a estrutura, podendo ainda escorregar na zona danificada. Nesse problema, os autores propuseram uma intervenção com mantas de fibras de carbono, de maneira que simultaneamente pode-se aumentar a armadura do tirante e confinar o concreto que estava previamente sujeito ao lascamento, prejudicando assim a ancoragem da armadura original. No entanto, deve-se observar que caso houvesse consolos vizinhos no pilar de apoio, seria difícil a intervenção por meio do encamisamento. Dessa maneira, nas situações em que o consolo a reforçar apresentar consolos vizinhos, uma alternativa interessante pode ser a utilização da protensão, tanto interna quanto externa, observando que tal técnica pode ser inclusive utilizada para adição de novos consolos em pilares. A Figura [2] apresenta um exemplo de protensão aplicada para a criação de novos consolos em 57 pilares conduzida por Voumard [1] através da aplicação do Método das Bielas como ferramenta de análise para o dimensionamento. Segundo Almeida [2], a protensão tem como vantagem em relação as outras técnicas, o caráter ativo, uma vez que esta é a única capaz inserir forças ativas ao sistema. Ao contrário das outras técnicas, não é necessário que o elemento reforçado se deforme para que o reforço pretendido comece a atuar no sistema, o que é uma grande vantagem.

Um sistema de protensão é composto basicamente pelo concreto, aço, dispositivos de ancoragem e bainhas corrugadas. Diferentemente do concreto armado tradicional que faz uso de barras rígidas, os aços utilizados nos sistemas de protensão podem ser compostos por fios trefilados, cordoalhas ou barras de aço.

Os dispositivos de ancoragem dos fios e cordoalhas, são normalmente compostos por cunhas ranhuradas que impedem que os fios retornem a sua posição original após tracionados. Normalmente as cunhas de ancoragem em sistemas de pós-tensão sofrem uma acomodação/cravação que acaba provocando uma perda de aproximadamente 6 mm no alongamento inicial das cordoalhas. Dessa maneira, a aplicação de reforço de consolos com a utilização de cordoalhas seria a princípio inviável, uma vez que

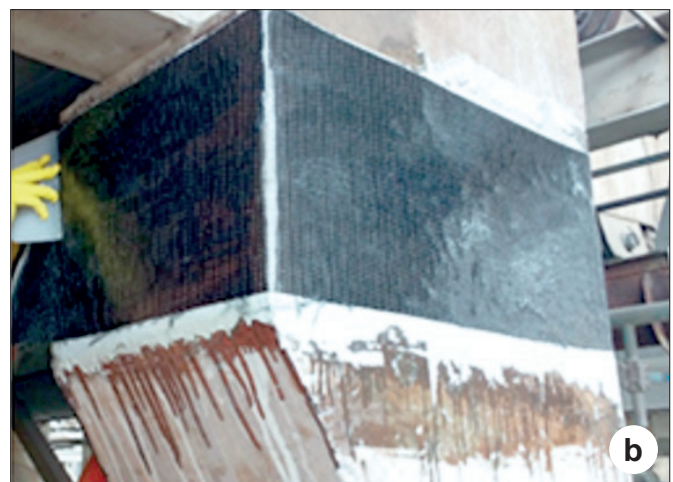


Figura 1

Consolo reforçado com manta de fibra de carbono: a) situação inicial, b) reforço finalizado

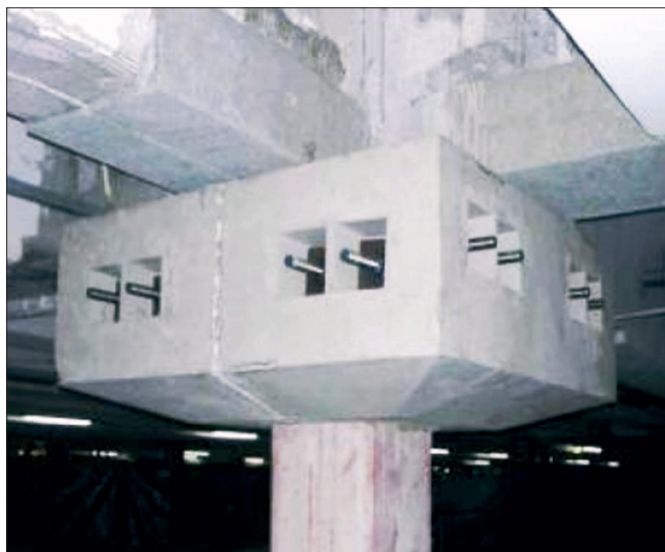


Figura 2
Consolo reforçado com protensão

Fonte: Voumard [1]

a perdas por acomodação poderiam ser da ordem de grandeza da deformação aplicada em vista do curto comprimento do consolo. Por este motivo para a pós-tensão de elementos de pequeno comprimento, como os consolos, recomenda-se o uso de barras roscadas e placas de ancoragem, tendo-se em vista que esse sis-

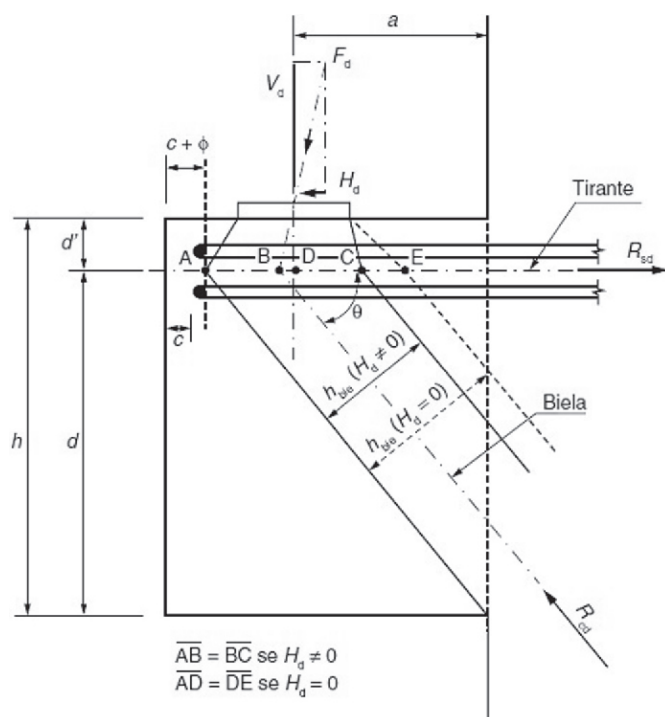


Figura 3
Modelo de escoras e tirantes recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 [7]

tema não está sujeito às perdas de acomodação existentes nos sistemas de pós-tensão com encunhamento.

Apesar da protensão ser uma possibilidade interessante para o reforço de consolos ainda não há um número substancial de pesquisas experimentais na área, destacando-se entre as poucas publicações aquelas produzidas por Godycka [3] e Lachowicz e Godycka [4].

Godycka [3] estudou o comportamento de consolos em concreto armado submetidos a uma carga inicial, capaz de originar as primeiras fissuras inclinadas. Na sequência, os consolos foram descarregados e reforçados por duas barras roscadas, instaladas externamente aos consolos e ancoradas em placas de aço.

Lachowicz e Godycka [4] estudaram o comportamento de consolos em concreto, que possuíam como armaduras de tirante duas barras roscadas de protensão, instaladas em tubos de pvc que foram previamente posicionados à concretagem dos consolos. Diferentemente do trabalho de Godycka [3], o tirante dos consolos foi constituído apenas pelas barras roscadas, e não por barras roscadas e armaduras passivas.

Em ambos os trabalhos a técnica de reforço utilizada, foi a instalação posterior à concretagem dos consolos, de barras roscadas ancoradas em placas de aço, as quais foram tracionadas através da aplicação de torque em suas porcas. Esta metodologia é muito semelhante a utilizada por Fernandez [5] para o reforço de vigas que necessitavam de estribos adicionais, onde foram instaladas barras roscadas externamente a alma da viga e através da mesa da laje, com aplicação de torque em porcas nas suas extremidades.

Dentro desse contexto, o presente trabalho procura apresentar a análise e dimensionamento de consolos de concreto armado reforçados com protensão externa, através da aplicação de modelos analíticos desenvolvidos com o auxílio do Método das Bielas, bem como através da aplicação de análises não-lineares aos ensaios experimentais conduzidos por Godycka [3].

2. Consolos curtos em concreto armado

O comportamento de um consolo em concreto armado pode ser definido a partir da relação entre o posicionamento do carregamento em relação à face do pilar e a altura útil do tirante principal, relação esta conhecida como a/d (ver Figura [3]). Caso a relação a/d seja inferior a 0,5 o consolo é normalmente classificado como muito curto e a teoria atrito-cisalhamento deve então ser aplicada para o dimensionamento/análise. Para consolos com relação a/d superior a 1,0, normalmente considera-se o mesmo com comportamento semelhante ao de uma viga engastada.

Os consolos curtos (relação a/d entre 0,5 e 1,0) por sua vez, podem ser considerados regiões descontínuas generalizadas (“Regiões D”), regiões estas onde a hipótese de distribuição linear ao longo da seção transversal não é válida. De maneira sucinta, pode-se dizer que “Regiões D” são originadas a partir de discontinuidades geométricas (aberturas em vigas e nós de pórtico) e estáticas (ações concentradas e reações) (Silva [6]).

Para o dimensionamento das “Regiões D” faz-se necessário conhecer o caminhamento das tensões internas na estrutura, o qual pode ser feito intuitivamente através do caminho das cargas ou através de análises numéricas/experimentais. A partir disso, o Método das Bielas (Silva [6], ABNT NBR 6118 [7]), Schlaich e Schafer

[8], Schlaich et al [9] e Souza [10]) pode ser aplicado e modelos de escoras e tirantes (representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais) podem ser desenvolvidos. Nesse modelo, os elementos comprimidos (escoras) representam campos de tensões de compressão no concreto, enquanto os elementos tracionados (tirantes) representam campos de tração.

O comportamento típico de um consolo curto pode ser descrito por um modelo de escoras e tirantes que contemple o equilíbrio global da peça, onde, em um dos lados, o tirante se ancora na escora sob a carga externa, e no outro, se ancora no pilar. A escora inclinada vai do ponto de aplicação de carga até a face do apoio, fazendo uso de toda a altura disponível. De acordo com ABNT NBR 6118 [7], os seguintes aspectos são fundamentais para o adequado comportamento do consolo:

- Ancoragem adequada do tirante;
- Garantia do escoamento da armadura antes da ruptura do concreto, através da limitação da taxa de armadura do tirante;
- Verificação da resistência à compressão da escora ou do cisalhamento equivalente na face do apoio, garantindo que a ruptura frágil esteja afastada;
- Consideração das forças horizontais no dimensionamento dos consolos e o seu consequente efeito desfavorável na inclinação da resultante F_d (Figura [3]).

De acordo com a ABNT NBR 6118 [7], para a verificação da escora inclinada, pode ser considerado a abertura da carga sob a placa de apoio, conforme indicado na Figura [3], limitada a uma inclinação máxima de 1:2 em relação a vertical. Além disso, em seu capítulo sobre regiões especiais, a ABNT NBR 6118 [7] define os seguintes parâmetros para verificação das tensões máximas nas escoras e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (1)$$

(Escoras prismáticas ou nós CCC)

$$f_{cd2} = 0,60 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (2)$$

(Escoras atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT)

$$f_{cd3} = 0,72 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (3)$$

(Escoras atravessadas por tirante único, ou nós CCT)

3. Análise não-linear de consolos curtos reforçados

De acordo com Cervenka e Cervenka [11], a análise não-linear pode eliminar a inconsistência observada atualmente nos códigos, onde a distribuição interna de forças é determinada mediante análises lineares e a quantificação das armaduras é feita tomando-se em conta o comportamento não-linear dos materiais. Na análise não-linear a redistribuição de forças devido ao comportamento não-linear dos materiais é levada em conta e as deformações e tensões resultantes satisfazem todas as leis da mecânica: equilíbrio de forças, compatibilidade de deformações e leis constitutivas dos materiais empregados.

Dessa maneira, o presente artigo procura apresentar os resultados e conclusões obtidas a partir de análise não-lineares conduzidas para consolos curtos apresentados nas Figuras [4] e [5] e ensaiados experimentalmente por Godycka [3]. Deve-se observar que foram simulados modelos de consolos convencionais bem como contemplando o reforço por meio de protensão externa. Além disso, deve-se observar que os autores já vêm aplicando a análise não-linear como ferramenta específica de análise do comportamento de consolos, inclusive reforçados, conforme pode-se constatar em Cunha et al [12], Souza [13] e Souza et al [14].

Os consolos ensaiados por Godycka [3] foram agrupados em 2 grupos. Os consolos do grupo 1 possuem relação $a/d = 1,0$ e foram nomeados como W1. Os consolos do grupo 2, com relação

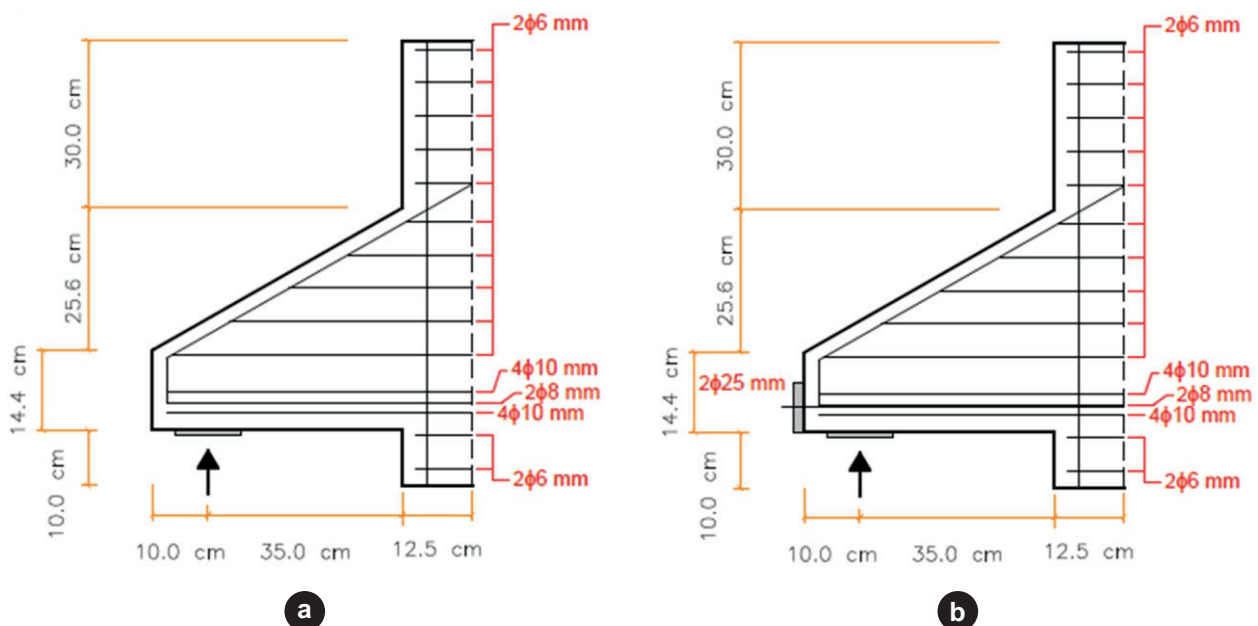


Figura 4
Detalhes e geometria dos consolos: a) W1-4, b) W1-2

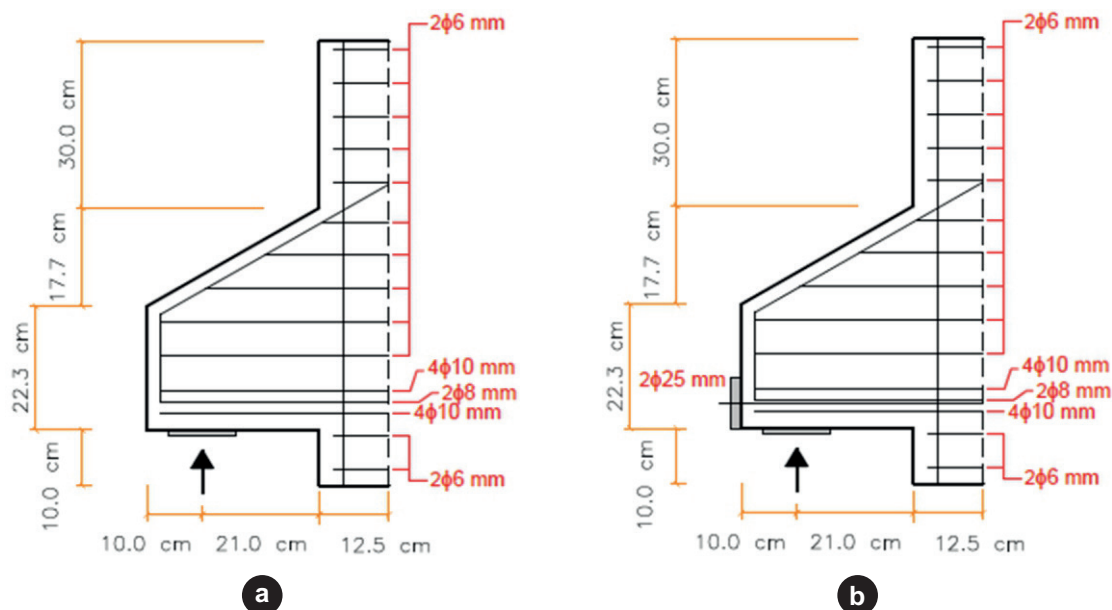


Figura 5
 Detalhes e geometria dos consolos: a) WII-4, b) WII-2

$a/d = 0,6$ foram nomeados como WII. Dentro de cada grupo, foram ensaiados 2 consolos. O primeiro consolo ensaiado de cada grupo foi analisado em uma única etapa de carregamento, até a ruína, sem a presença de barras externas de reforço (Figuras [4.a] e [5.a]). Já o segundo consolo foi analisado em duas etapas de carregamento, sendo a primeira etapa interrompida na fase de fissuração para reforço com duas barras externas (Figuras [4.b] e [5.b]) e a segunda etapa prosseguiu até a ruína. Para os consolos

de cada grupo que receberam barras externas de protensão foi inserido o sufixo 2 após o seu nome, e para os consolos que não receberam barras externas de protensão o sufixo 4, conforme nomenclatura de Godycka [3]. Para a análise numérica dos consolos utilizou-se o programa ATENA2D, cujos detalhes podem ser encontrados em Cervenka et al [15]. ATENA2D é um programa voltado para o estudo de estruturas de concreto armado, capaz de realizar análises não-lineares

Tabela 1
 Parâmetros de resistência do material SBeta

Parâmetro	Fórmula
Resistência cilíndrica	$f'_c = -0,85 * f'_{cu}$
Resistência a tração	$f'_t = 0,24 * f'_{cu}^{\frac{2}{3}}$
Módulo de elasticidade inicial	$E_c = (6000 - 15,5 * f'_{cu}) * \sqrt{f'_{cu}}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Abrandamento a compressão	$w_d = -0,0005 \text{ mm}$
Modelo de abrandamento a tração	1 - exponential, based on G_F
Resistência a compressão no concreto fissurado	$c = 0,8$
Enrijecimento sob tração	$\sigma_{st} = 0$
Fator de retenção ao corte	Variável (item 2.1.7)
Função modelo sob tração e compressão	Linear
Energia de fratura G_f de acordo com VOS 1983	$G_F = 0,000025 f'_t{}^{ef} \text{ [MN/m]}$
Fator de orientação para localização da deformação	$\gamma_{max} = 1,5 \text{ (item 2.1.3)}$

Fonte: CERVENKA, JENDELE E CERVENKA [15]

através da aplicação do Método dos Elementos Finitos. Nele é possível obter o modo de ruptura, a fissuração das estruturas e o escoamento das armaduras.

Na realização das análises não-lineares, o ATENA2D faz uso do modelo constitutivo SBETA para o concreto, o qual possui 20 parâmetros (Tabela [1]) de resistência que podem ser especificados pelo usuário ou definidos automaticamente a partir de expressões normativas. As armaduras passivas foram modeladas como embebidas, enquanto as barras de reforço (externas) foram simuladas sem a consideração de aderência ao concreto, sendo consideradas ancoradas apenas nas placas de aço laterais. A Tabela [2] apresenta as características das barras utilizadas, sendo que se considerou um modelo bilinear.

O Método de Newton-Raphson foi aplicado no esquema de solução do sistema não-linear e as condições de contorno e propriedades dos materiais foram definidas de maneira a simular apropriadamente os ensaios experimentais de Godycka [3].

A malha de elementos finitos dos consolos foi gerada a partir da definição de 6 macro-elementos, do tipo quadrilateral com tamanho médio de 3 cm, usufruindo das condições de simetria, que por sua vez reduzem drasticamente o número de elementos e possibilitam uma convergência mais veloz das respostas. A malha final utilizada para os consolos WI ficou composta por 289 elementos finitos e 596 nós, enquanto os consolos WII ficaram com 284 elementos e 564 nós.

A Figura [6] apresenta o mapa de tensões do consolo WI-4 (150 kN) e consolo WII-4 (275 kN) para a carga experimental de formação das primeiras fissuras inclinadas. Como ambos os consolos possuem a mesma taxa de armadura, constata-se que o consolo WII-4 (275 kN) fatura sob tensões superiores ao consolo WI-4 (150 kN) devido a diferenças de geometria, ou seja, uma menor

Tabela 2

Tensões de escoamento de acordo com o diâmetro da barra de aço

Material	Tensão de escoamento (MPa)	Encruamento
φ 32 mm	390	Não
φ 25 mm	396	Não
φ 10 mm	493	Sim
φ 8 mm	483	Não
φ 6 mm	291	Não

relação a/d faz com que as tensões necessárias para a formação das primeiras fissuras sejam maiores.

A Figura [7] apresenta uma comparação da fissuração do consolo WI-4 e WI-2 para um carregamento de 150 kN. Conforme pode ser observado, a aplicação de protensão externa acarretou uma diminuição do número de fissuras e tamanho de aberturas no consolo WI-2. A largura das aberturas foi por volta de 10 vezes menor do que as do consolo WI-4. Para o consolo WII-2 a aplicação da protensão também diminuiu o número de fissuras, porém o tamanho das principais aberturas foi da ordem 2,5 vezes menor do que as do consolo WII-4.

Ambos os consolos, WI-4 e WII-4, apresentaram as principais fissuras no ponto de encontro da face superior do consolo com o pilar. Com a aplicação da protensão externa nos consolos WI-2 e WII-2, as principais fissuras não mais ocorreram no encontro do consolo com o pilar, e sim na região da escora comprimida. Esta situação não seria a princípio interessante, por se tratar de uma ruína no concreto antes do escoamento da armadura (ruptura

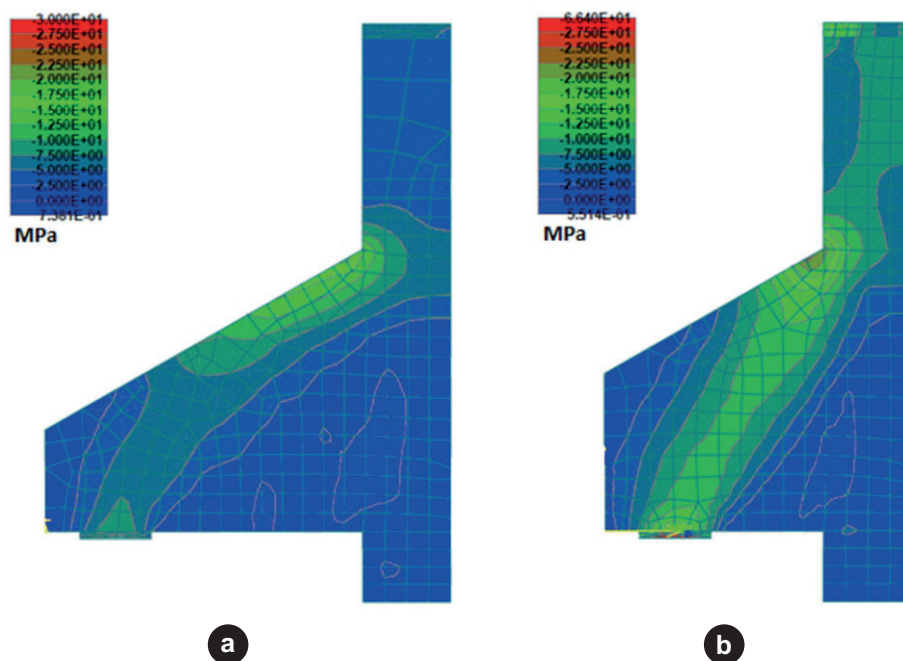


Figura 6

Mapa de tensões dos consolos: a) WI-4 (150 kN), b) WII-4 (275 kN)

frágil). No entanto, deve-se observar que nos ensaios de Godycka [3] o objetivo era justamente obter a ruína pelas escoras e não pelas barras externas protendidas.

A Figura [8] apresenta a comparação das fissuras obtidas através da análise não-linear e as fissuras experimentais obtidas por Godycka [3] para o consolo WII-4. Comparando ambos os mapas

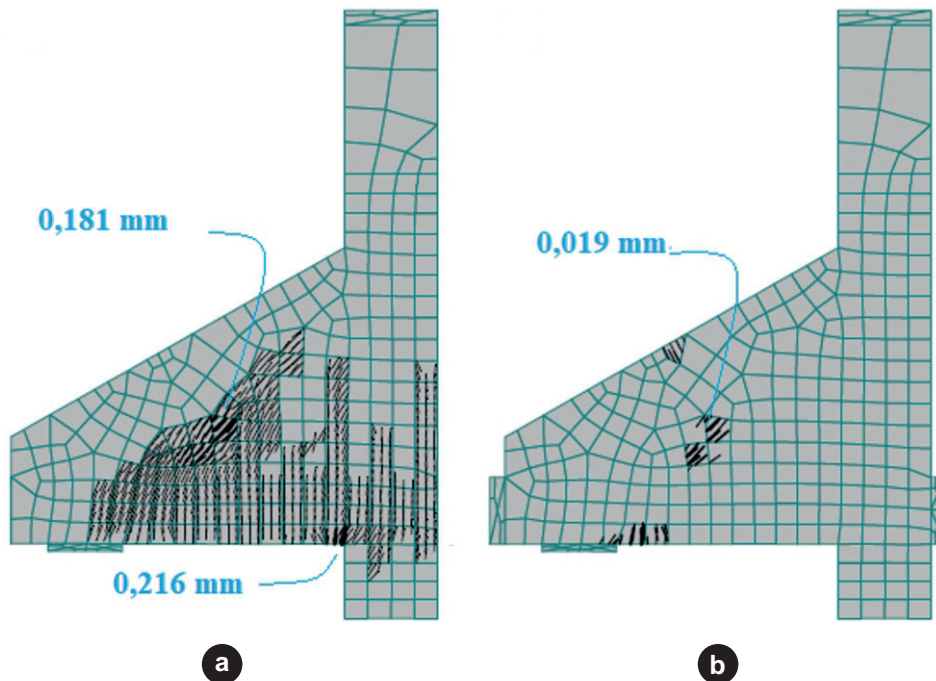


Figura 7
Fissuração dos consolos: a) WI-4 (150 kN), b) WI-2 (150 kN)

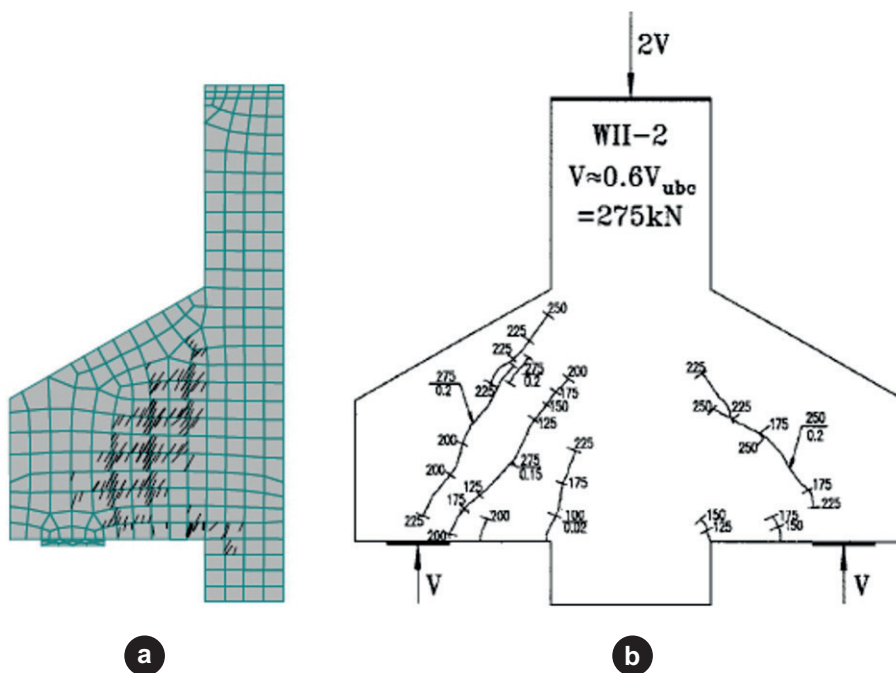


Figura 8
Fissuração do consolo WII-4: a) análise numérica não-linear, b) experimental

Fonte: Adaptado de Godycka [3]

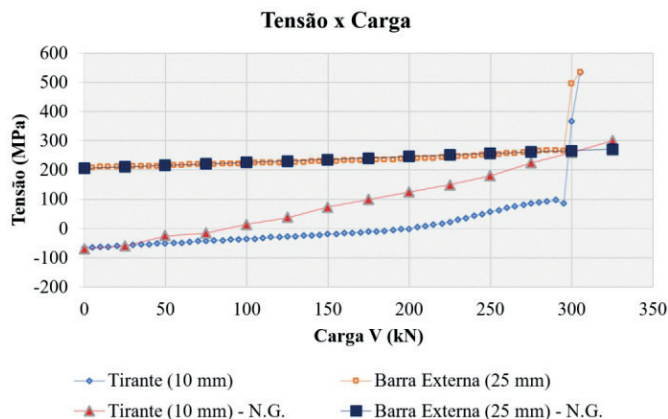


Figura 9

Tensões nas armaduras do tirante e barras externas do consolo WI-2

Source: Adaptado de Godycka [3]

de fissuração, pode-se dizer, que a análise não-linear conseguiu prever de forma adequada a fissuração do consolo WII-4, inclusive em relação às aberturas. Esta situação ocorreu para os consolos WI-4 e WII-4, porém para os consolos WI-2 e WII-2 não foi possível realizar esta comparação devido a falta dos panoramas de fissuração no trabalho de Godycka [3].

O gráfico da Figura [9], apresenta o desenvolvimento das tensões nas armaduras do tirante principal e barras externas do consolo WI-2, de acordo com a carga aplicada. A determinação das tensões através da análise não-linear ficou bem próxima a experimental para as armaduras externas, porém para as armaduras do tirante interno a diferença de tensão auferida foi da ordem de 100 MPa dependendo da carga aplicada, ou seja, a determinação das tensões nas armaduras internas do consolo, através da análise não-linear, não conduz a valores próximo aos experimentais.

A sequência de carregamento dos consolos WI-4 e WII-4 (consolos sem reforço), consistiu na aplicação de passos de carga de 5 kN até a ruptura dos mesmos. Para o consolo WI-2 foi utilizada a seguinte sequência de carregamento: aplicação de 30 passos de carga de 5 kN (carga onde ocorreram as primeiras fissuras inclinadas experimentais), aplicação de uma carga de 150 kN no mesmo ponto e de sentido contrário ao de carregamento, aplicação de uma força de protensão no valor de 206,1 kN nas barras de 25 mm; aplicação de passos de carga até a ruptura (Figura [10]).

Para o consolo WII-2 foi utilizada a seguinte sequência de carregamento: aplicação de 55 passos de carga de 5 kN (carga onde ocorreram as primeiras fissuras inclinadas experimentais), aplicação de uma carga de 275 kN no mesmo ponto e de sentido contrário ao de carregamento, aplicação de uma força de protensão no valor de 206,1 kN nas barras de 25 mm; aplicação de passos de carga até a ruptura (Figura [10]).

A carga de ruptura prevista, através da análise não linear, para os consolos WI-4, WI-2, WII-4 e WII-2 foi de 245 kN, 305 kN, 360 kN e 460 kN respectivamente, como pode ser visto na Tabela [3]. Comparando estes valores com os experimentais encontrados por Godycka [3], observam-se diferenças entre 2% e 24% abaixo dos valores experimentais, o que é satisfatório, pois todas as deter-

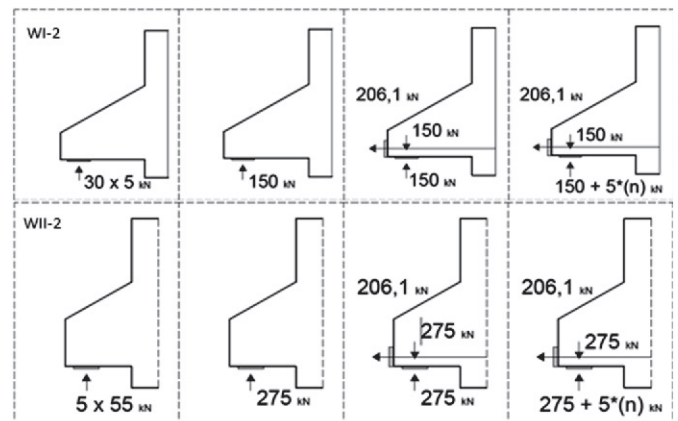


Figura 10

Dinâmica de carregamento dos consolos WI-2 e WII-2

minações ficaram a favor da segurança. A partir das análises numéricas efetuadas anteriormente, pode-se formular um modelo de escoras e tirantes para consolos convencionais ou reforçados com protensão externa, conforme a seguir.

4. Verificação analítica dos consolos reforçados

A determinação da capacidade de carga dos consolos curtos sem reforço WI-4 e WII-4 foi realizada de acordo com o modelo de escoras e tirantes proposto pela ABNT NBR 6118 [7] (Figura [3]). Os parâmetros de resistência utilizados para as escoras e nós foram os parâmetros normativos descritos no item 3 e recomendados pela ABNT NBR 6118 [7]. Com o intuito de realizar a comparação dos resultados com dados experimentais, foi utilizado um coeficiente de segurança unitário ($\gamma_c = 1$).

Para a determinação da capacidade de carga dos consolos WI-4 e WII-4 foi utilizado o seguinte procedimento: 1) definição da largura da escora considerando a abertura de carga sob a placa de apoio; 2) cálculo da força máxima atuando na escora a partir dos parâmetros de resistência; 3) equilíbrio das forças no nó superior; 4) verificação da tensão na armadura do tirante; 5) verificação das tensões nas faces dos nós superior e inferior; 5) definição da capacidade de carga. Esse foi um processo iterativo, onde, caso alguma verificação não fosse atendida, o equilíbrio das forças era refeito e as verificações da escora, nós e tirante novamente realizadas, até que fossem atendidas.

Para os consolos com protensão externa propõe-se um modelo formado por 2 escoras diagonais e um tirante, conforme ilustra a Figura [11]. O nó 1 pode ser considerado como sendo um nó do tipo CCT. Apesar da armadura externa se apoiar em placas por detrás do nó, deve-se lembrar que a armadura original tende a se ancorar no nó, provocando tração no mesmo. O nó 2, por sua vez, será um nó do tipo CCC e será formado pela confluência de 3 escoras.

A definição da largura da escora foi feita a partir das bordas das placas de ancoragem e da placa de carregamento, utilizando toda a altura disponível do consolo. A força de protensão aplicada nas barras externas seguiu a Equação [04], utilizada por Godycka [3].

$$P_s = 0,53 \cdot A_{ps} \cdot f_y \tag{4}$$

Em que:

P_s – Força de protensão;

f_y – Tensão de escoamento da barra;

A_{ps} – Área da armadura de protensão.

A capacidade de carga dos consolos WI-4 e WII-4 foi calculada em 182,56 kN e 271,79 kN respectivamente. Ambas cargas limite foram determinadas pela resistência da escora inclinada, e não acarretaram o escoamento das armaduras, o que do ponto de vista teórico, recomenda-se sempre fazer os tirantes escoarem antes das escoras ou regiões nodais entrarem em ruptura.

Para o consolo WI-2 o carregamento máximo calculado foi de 267,51 kN, sendo este dependente da resistência da escora inclinada. O aumento da largura efetiva da escora ocasionado pela placa de ancoragem das barras externas, conduziu a um carregamento superior em relação ao consolo WI-4, porém não alterou o modo de ruína do consolo. A presença de protensão externa no consolo WI-2 reduziu as forças nas armaduras do tirante interno de 345,11 kN para 139,01 kN.

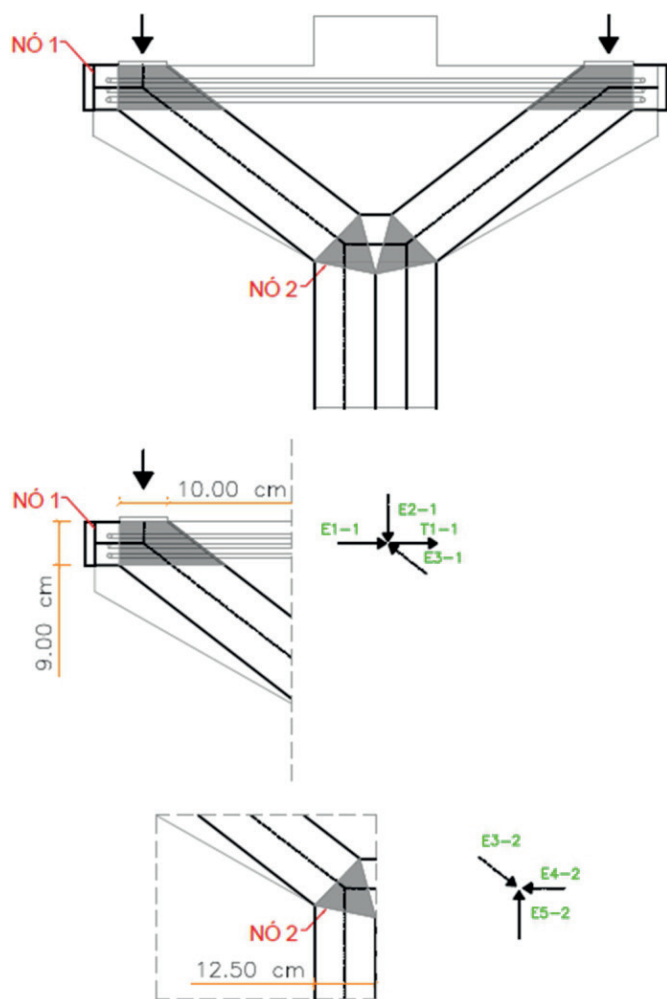


Figura 11
Modelo de escoras e tirantes proposto

Tabela 3

Capacidade de carga dos consolos: experimental, análise não-linear e modelo de escoras e tirante

Consolo	Experimental [3]	Análise não-linear	Modelo de escoras e tirantes
WI-4	250 kN	245 kN (-2%)	183 kN (-27%)
WI-2	350 kN	305 kN (-13%)	268 kN (-23%)
WII-4	475 kN	360 kN (-24%)	272 kN (-43%)
WII-2	525 kN	460 kN (-12%)	340 kN (-35%)

Fonte: Adaptado de Godycka [3]

A capacidade de carga calculada para o consolo WII-2 foi de 339,85 kN. Da mesma forma que para o consolo WI-2, o aumento da largura da escora inclinada não impediu que a falência do consolo ocorresse por esmagamento do concreto. A verificação do nó 1 demonstrou que tensões muito próximas ao limite de resistência ocorreram. Já para o nó 2, as tensões ficaram abaixo do limite normativo. A presença de protensão externa reduziu as tensões nas armaduras do tirante interno de 284,12 kN para 78,02 kN, o que acentuou a ruína do consolo por esmagamento do concreto, tendo em vista que as armaduras estão sendo menos solicitadas. A Tabela 3 apresenta uma comparação das capacidades de carga determinadas utilizando análises não-lineares, modelos de escoras e tirantes e capacidades obtidas experimentalmente por Godycka [3].

Os valores obtidos através do método das escoras e tirantes com base nos parâmetros da ABNT NBR 6118 [7], divergiram entre 23% a 35% abaixo dos valores experimentais, demonstrando que a determinação da capacidade de carga pelo Método das Bielas é adequada, uma vez que todos os valores ficaram a favor da segurança.

5. Conclusões

O reforço de consolos através da instalação de barras externas pós-tensionadas trata-se de uma alternativa técnica viável e eficaz, capaz de aumentar a capacidade de carga de consolos e diminuir as suas fissurações.

As análises não-lineares demonstraram que o desenvolvimento das tensões nos consolos curtos, podem ser representadas por uma escora inclinada e um tirante, mesmo para os consolos que receberam barras externa pós-tensionadas. No entanto, deve-se observar que, na situação de dimensionamento, deve-se sempre buscar um modo de ruína dúctil, caracterizado pelo escoamento dos tirantes antes da ruína das escoras ou regiões nodais. Para os resultados experimentais em questão, obtidos de Godycka [3], havia uma intenção de ruptura iniciada pelas escoras, o que realmente se concretizou.

A fissuração dos consolos foi influenciada pela protensão externa, a qual alterou a localização de ocorrência das maiores fissuras. O tamanho das aberturas de fissuras também foi alterado, sendo por volta de 10 vezes menores, dependendo da relação a/d, quando comparadas as fissuras dos consolos sem protensão.

A determinação da capacidade de carga de consolos através de análise não-linear foi eficaz, conduzindo a valores entre 2 e 24 % abaixo dos valores obtidos experimentalmente. Esse fato demonstra que a análise não-linear pode conduzir a valores a favor da segurança para as cargas limite (fissuração, escoamento e ruptura), servindo como um verdadeiro laboratório virtual para a verificação de estruturas especiais cujo comportamento fuja do convencional. A determinação da capacidade de carga pelo Método das Bielas com base nos parâmetros da ABNT NBR 6118 [7] conduziu a valores menores do que aqueles obtidos experimentalmente, mesmo com a utilização de $\gamma_c = 1$. Caso sejam aplicados os coeficientes de segurança, o nível de segurança será ainda maior, possivelmente garantindo o bom desempenho em serviço, uma dúvida frequente quando da aplicação do Método das Bielas.

6. Referências bibliográficas

- [1] VOUMARD, J. M.. Precast Corbels Fitted to Columns. *Fib Bulletin* 61: Design examples for strut-and-tie models. 2011.
- [2] ALMEIDA, T. G. M. Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos. 2001. Dissertation (Masters) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 201f.
- [3] GODYCKA, N. K. Behavior of corbels with external prestressing bars – experimental study, *ACI Structural Journal*, V. 96, N. 6, p. 1033-1039, 1999.
- [4] LACHOWICZ, M.; NAGRODZKA-GODYCKA, K. Experimental study of the post tensioned prestressed concrete corbels. *Engineering Structures*, [s.1], v. 108, p. 1-11, fev. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.007>.
- [5] FERNANDEZ, M. C. L. Reforço de vigas t com estribos externos pré-tracionados. 1997. Rio de Janeiro. Dissertation (Masters) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- [6] SILVA, R. C. Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes, 1991. Dissertation (Masters) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 202f.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [8] SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *The Structural Engineer*, v. 32, n. 6, p. 113-125, 1991.
- [9] SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K; JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, v. 32, n. 3, p. 74-150, 1987.
- [10] SOUZA, R. A. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. 2004. Thesis (Doctorate) – Universidade de São Paulo. 442f.
- [11] CERVENKA, V. ; CERVENKA, J.. “Computer Simulation as a Design Tool for Concrete Structures”. In: ICCE-96, “The Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Research and Practice”, 1996.
- [12] CUNHA, R. M. F. ; KUCHMA, D. A. ; EL DEBS, M. K. ; SOUZA, R. A.. Numerical analysis of reinforced high strength concrete corbels. *Engineering Structures*, v. 74, p. 130-144, 2014.
- [13] SOUZA, R. A.. Experimental and Numerical Analysis of Reinforced Concrete Corbels Strengthened with Fiber Reinforced Polymers. In: Nenad Bicanic; René de Borst; Herbert Mang & Günther Meschke. (Org.). *Computational Modelling of Concrete Structures*. 1ed.Leiden, Netherlands: CRC Press/Balkema, 2010, v. 1, p. 711-718.
- [14] SOUZA, R. A.; TRANALLI, P. P. ; BITTENCOURT, T. N. ; MARTIN, G. G. . Análise Experimental e Analítica de Consolos Curtos de Concreto Armado Reforçados com Fibras de Carbono. In: 48 Congresso Brasileiro do Concreto, 2006, Rio de Janeiro. Congresso Brasileiro do Concreto, 2006.
- [15] CERVENKA, V.; JENDELE, L.; CERVENKA, J. *Atena program documentation – part 1: theory*. Prague, 2016.