



ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE PILARES MISTOS COM PERFIS DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA

Daiana Santos Eringer

Sebastião Arthur Lopes de Andrade

daianaeringer@aluno.puc-rio.br

andrade@puc-rio.br

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea - Rio de Janeiro, Cep: 22451-900 RJ - Brasil

Resumo. As estruturas mistas de aço e concreto estão se tornando cada vez mais viáveis do ponto de vista de execução, com custos mais competitivos em relação às construções somente de aço ou somente de concreto armado. Graças às pesquisas e aos estudos desenvolvidos ao longo dos anos aproveita-se cada vez mais as vantagens oferecidas por cada um destes materiais usados na construção civil. No trabalho em questão avalia-se o comportamento experimental de pilares mistos formados por perfis de aço de alta resistência e concreto armado. Para tal avaliação os pilares foram submetidos a ensaios de compressão centrada e compressão com excentricidade de carregamento. Os pilares estudados possuem 1,5 metros de comprimento e seção transversal retangular formada por perfis U de chapa dobrada, concreto e armaduras. Dois elementos de mesma seção transversal, com 4 metros de comprimento, foram submetidos a testes de flexão. Os resultados experimentais foram, então, analisados e comparados com os resultados teóricos calculados a partir das recomendações da norma brasileira, ABNT NBR 8800:2008. Os resultados experimentais foram em média coerentes com os teóricos calculados.

Palavras-chave: Estruturas de aço; estruturas mistas; análise experimental de estruturas; pilares mistos.

1 INTRODUÇÃO

A crescente demanda relativa à produção e aplicação de estruturas mistas na indústria da construção civil deve-se à sua capacidade de aproveitar propriedades inerentes aos seus materiais constituintes. A utilização de aço e concreto em tais estruturas fornece características complementares. O concreto influencia diretamente a resistência à compressão, rigidez, além da capacidade térmica e anticorrosiva da estrutura final. O aço, por sua vez, apresenta elevada resistência à tração e proporciona uma maior esbeltez aos elementos. Dessa forma, estruturas mistas aparecem como potenciais substitutas a elementos simples, e podem ser exploradas de diversas formas.

Não se sabe ao certo quando os pilares mistos começaram a ser pesquisados, porém sabe-se que a intenção inicial era a proteção de pilares de aço contra o fogo e a corrosão até ser percebido que, além da referida proteção, o concreto ajudava na capacidade de carga do pilar. Griffis, 1994 aponta os Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade de Columbia como os primeiros a desenvolverem ensaios em pilares mistos em 1908, enquanto Furlong, 1988 cita Burr como um dos pioneiros nestes ensaios, também no mesmo ano.

Segundo Kennedy & MacGregor, 1984, Furlong propôs um método alternativo para a determinação da carga axial última para pilares mistos e preenchidos e publicou recomendações para projeto de vigas-colunas mistas revestidas. A primeira recomendação sobre dimensionamento de pilares mistos foi publicada em 1979 no Comité Euro-Internacional Du Béton (CEB). As estruturas mistas só foram normatizadas no Brasil em 1986 pela ABNT NBR 8800:1986. Ainda que se limitasse a abordar elementos mistos fletidos, os pilares mistos foram incluídos apenas na revisão de 2008 da norma.

A incorporação de pilares mistos em diferentes modelos estruturais é capaz de oferecer diversas vantagens, como as já indicadas anteriormente. Além destas, também podem apresentar reduções relativas a: (i) quantidade de formas; (ii) tempo de execução da obra; e (iii) consumo de aço estrutural. A maior resistência de projeto usualmente apresentada pelos diversos perfis aplicados em estruturas deste tipo, assim como a leveza do material e o ótimo acabamento dado por ele, indicam benefícios em sua execução.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de pilares mistos constituídos de perfis de aço de alta resistência, a partir de ensaios experimentais e prescrições normativas. Pilares compostos por dois perfis U enrijecidos de chapa fina de aço de alta resistência e concreto armado formando uma seção retangular mista, foram avaliados. Para isso, ensaios de compressão axial, flexão a 4 pontos e compressão excêntrica foram desenvolvidos inicialmente. Posteriormente os resultados foram comparados com as recomendações da norma brasileira vigente.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental compreendeu seis ensaios de elementos estruturais mistos de aço e concreto, assim como ensaios de caracterização dos materiais que compõem as estruturas. A seção transversal dos elementos estruturais é composta por perfis de chapa fina, concreto e armaduras, formando uma seção mista retangular de 140x200 mm.

Os perfis de aço utilizados formavam as cordas de uma treliça leve, não possuindo então seção constante ao longo do comprimento. Na Fig. 1, é possível observar as seções transversais dos perfis, de 1,25 mm de espessura. A Fig. 2 mostra o motivo da descontinuidade do enrijecedor da corda e o fato dos perfis não possuírem seção contínua ao longo do comprimento. Para simplificação, e a favor da segurança (menor área e menor inércia), a seção utilizada nos cálculos foi a apresentada na Fig. 1 (a).

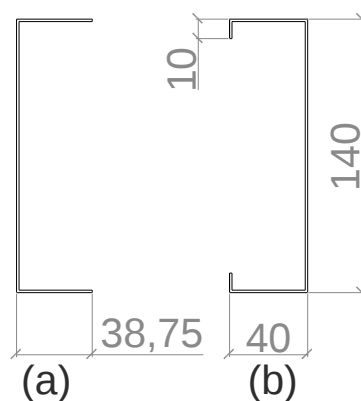


Figura 1 - Seções transversais dos perfis de aço de alta resistência, (a) seção sem enrijecedor e (b) seção com o enrijecedor (dimensões em mm).

Armaduras longitudinais de aço CA-50 com diâmetro de 10 mm foram utilizadas, atendendo a ABNT NBR 6118:2014. Estribos fechados de aço CA-60 com 5 mm de diâmetro foram empregados, sendo incorporados com espaçamento de 120 mm.

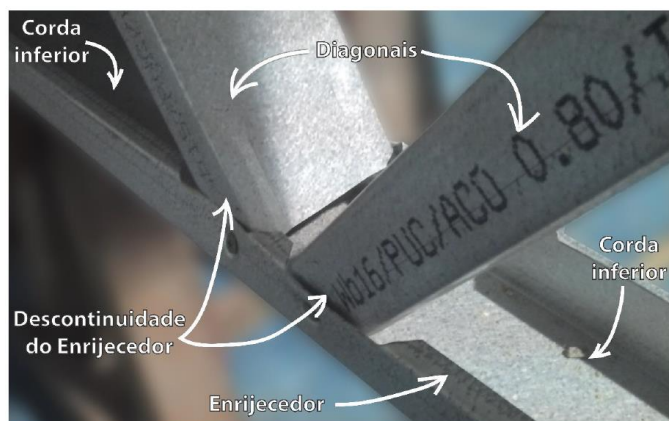


Figura 2 - Foto da ligação da treliça para mostrar descontinuidade da seção do perfil. Daltro, 2016.

O aço utilizado nos perfis foi fabricado pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN). Para determinação das propriedades do aço, Daltro, 2016 ensaiou seis corpos de prova à tração referentes a peças do mesmo lote de treliças utilizado no presente trabalho. Os resultados obtidos por Daltro, 2016 estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de caracterização do aço do perfil - Daltro (2016).

Corpo de prova	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y	Alongamento após a ruptura
01	610,70	620,81	1,02	3,47%
02	597,50	612,57	1,03	1,87%
03	602,10	614,56	1,02	3,21%
04	612,80	623,20	1,02	2,46%
05	621,80	630,88	1,01	3,54%
06	623,30	639,90	1,03	3,26%

A partir desses resultados é possível observar que o aço não apresentou alongamento superior a 10%, nem a relação entre resistência à ruptura e a resistência ao escoamento, f_u/f_y , maior ou igual a 1,08, critérios abordados na ABNT NBR 14762:2010. A AISI S100, 2012 sugere neste caso que a tensão limite de escoamento adotada seja determinada pelo menor valor entre $0,75f_y$ e 410 MPa. Logo, a tensão limite de escoamento, f_y , adotada neste estudo foi de 410 MPa. E o módulo de elasticidade longitudinal, E, utilizado nos cálculos, segundo a ABNT NBR 14762:2010, igual a 200 GPa.

Após a correta dosagem do concreto, traço 1:2,3:2,4 e o fator água cimento de 0,45, realizou-se a concretagem das peças, utilizando um vibrador de imersão para o adensamento, cuidadosamente nivelando a mistura ali incorporada.

Para determinação da resistência do concreto foram colhidos corpos de prova seguindo as especificações ABNT NBR 5738:2015. Esses corpos de prova foram ensaiados no mesmo dia do ensaio das peças estruturais, com o intuito de obter-se a resistência à compressão do concreto mais próxima possível da realidade, e seguindo as recomendações da ABNT NBR 5739:2007. A resistência característica obtida nesses ensaios, resultou em 26,5 MPa.

2.1 Ensaios de compressão

As peças ensaiadas à compressão axial serão nomeadas neste estudo como “colunas”. A Fig. 3 apresenta a montagem do ensaio, realizado em um atuador hidráulico composto por célula de carga de 2000 kN, acionado manualmente por bomba de dupla ação. A estrutura foi apoiada em um sistema capaz de restringir o deslocamento em uma direção, e sob uma rótula universal para compor um sistema bi-apoiado.

Foi utilizada instrumentação adequada, com quatro transdutores de deslocamento, um em cada face da coluna, conforme indicado na Fig. 4. As leituras dos transdutores e da célula de carga foram obtidas automaticamente por meio de um programa de aquisição de dados (Catman).



Figura 3 – Montagem do ensaio de compressão axial.

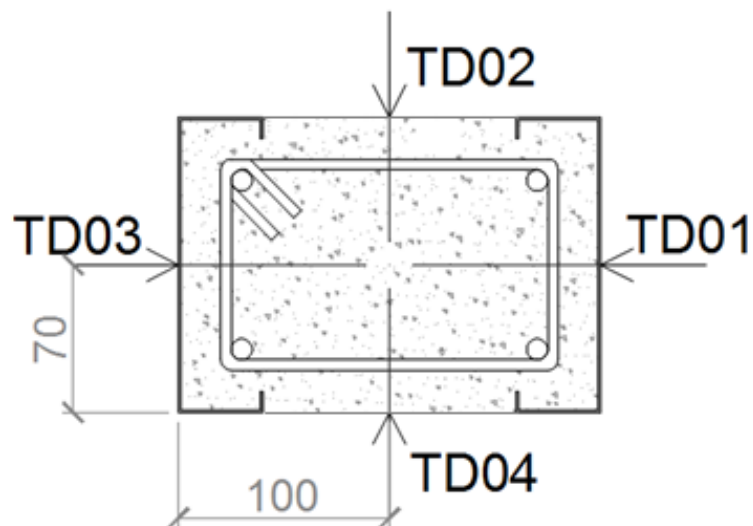


Figura 4 – Posição dos transdutores posicionados na seção central da peça (dimensões em mm).

Como o atuador era acionado manualmente, a cada 100 kN era realizada uma pausa de 30 segundos sem aplicação de carga no sistema, e após este intervalo procedia-se a aquisição de resultados de carga e deslocamento. Em seguida, aplicava-se novo incremento de 100 kN, e assim sucessivamente até a ruptura da peça.

2.2 Ensaios de flexão

As vigas submetidas a ensaios de flexão a quatro pontos foram posicionadas de acordo com a Fig. 5, sendo testadas na configuração simplesmente apoiada. O carregamento foi aplicado por atuador servo hidráulico MTS modelo 244.41 com capacidade de carga igual a 500 kN. Com o auxílio de rótulas e um perfil de aço alongado, a carga foi aplicada na viga em dois pontos superiores.

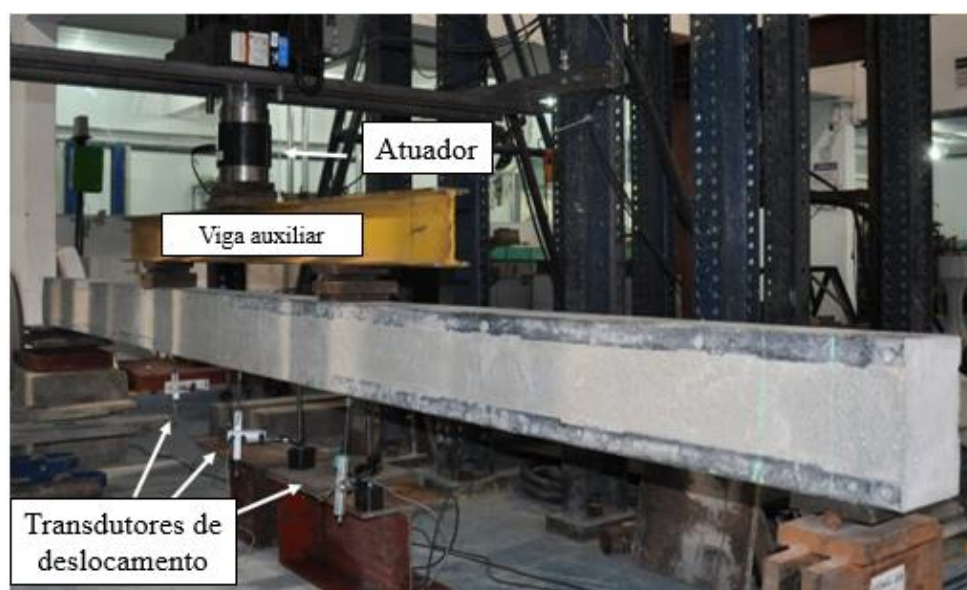


Figura 5 - Sistema dos ensaios de flexão a quatro pontos, indicando a utilização de viga auxiliar para carregamento em dois pontos.

Observa-se, na Fig. 6, que no apoio da esquerda existia uma caixa de roletes para deixar livre o deslocamento horizontal do apoio. A instrumentação foi realizada com quatro transdutores de deslocamento. Um posicionado na face extrema do lado esquerdo, conforme indica a Fig. 6, junto do apoio de primeiro gênero, para medição do deslocamento horizontal da peça. Os outros três foram posicionados na face inferior da viga, na direção da aplicação da carga e no meio do vão.

Os ensaios das vigas foram interrompidos quando o deslocamento no meio do vão atingia $L/50$, conforme recomendação do Eurocode 4, 2004. Com comprimento de vão de 3800 mm, o valor $L/50$, obtido foi igual a 76 mm. Conforme recomendações do Eurocode 4, 2004, quando a carga de ruína supera a carga que leva o deslocamento máximo ao valor de $L/50$ deve-se adotar como carga de ruína a carga que proporciona este deslocamento.

Antes da aplicação real de carregamento, fez-se uma ciclagem de carga, numa frequência de 1 Hz, com 5000 ciclos no total, variando a carga entre 5% da carga última calculada e 40% da mesma para a acomodação do sistema, a fim de evitar ruídos na parte inicial dos gráficos. Ao final dos ciclos a carga foi aplicada em incrementos de 5% da carga última calculada com uma pausa entre esses estágios de carregamento.



Figura 6 - Apoios dos ensaios de flexão a quatro pontos das vigas.

2.3 Ensaios de flexo-compressão

As peças ensaiadas à compressão excêntrica serão nomeadas neste estudo como “pilares”. Ensaios de flexo-compressão foram realizados de maneira similar aos das peças ensaiadas à compressão axial. A diferença entre eles foi estabelecida pela presença da excentricidade no carregamento, igual a 40 mm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos experimentalmente são comparados abaixo com os resultados teóricos e normativos, os quais foram calculados sem os coeficientes de resistência para que pudessem ser analisados conforme os resultados experimentais. De forma conservadora, todos os cálculos foram realizados desconsiderando os enrijecedores dos perfis.

Para que um pilar misto seja dimensionado de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 o fator de contribuição do aço deve estar entre 0,2 e 0,9. Para a seção estudada nesse trabalho o fator de contribuição, calculado considerando-se $f_{ck} = 26,5$ MPa e $f_y = 410$ MPa, resulta $\delta =$

0,259. Logo, pode-se usar a ABNT NBR 8800:2008 para o dimensionamento do pilar considerando-o como pilar misto.

Vale ressaltar que quanto mais perto do limite inferior de 0,2, mais o pilar misto tem o comportamento parecido com o de um pilar de concreto. E se esse fator for menor que 0,2 o pilar deve ser dimensionado como um pilar de concreto armado adotando a ABNT NBR 6118:2014 e, se δ for igual ou superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado segundo a própria ABNT NBR 8800:2008, como um pilar somente de aço.

3.1 Ensaios de compressão

Os dados obtidos por meio do ensaio da primeira coluna foram força aplicada, tempo e deslocamentos laterais. O ensaio foi interrompido quando houve o deslocamento do concreto, e uma queda abrupta de carga indicada pela célula de carga e esmagamento do perfil na região do apoio. A carga normal referente à ruína da Coluna 01 foi de 457,5 kN.

Para evitar o esmagamento do perfil observado na base da Coluna 01, no ensaio da Coluna 02 introduziu-se uma chapa de aço maior que a base da coluna para garantir o contato de toda a superfície da base da coluna com o sistema de apoio.

Assim como no ensaio da Coluna 01, o ensaio foi interrompido quando ocorreu uma queda brusca de carga devido ao deslocamento do concreto, na face onde o transdutor TD02 está posicionado (ver Fig. 7). A carga aplicada referente à ruína da Coluna 02 foi de 800,0 kN.

Corrigindo-se o erro do sistema de apoio foi possível executar o ensaio da segunda coluna, o qual forneceu carga de ruptura inferior ao valor calculado pelo método proposto na ABNT NBR 8800:2008. Enquanto a carga prevista era de 988,97 kN, a força normal aplicada que levou a Coluna 2 à ruptura foi de 800,0 kN. Na Tabela 2 os valores de força normal calculada, N_{teo} , e experimental, N_{exp} , são confrontados para cada uma das colunas.

Tabela 2 - Comparação entre a força normal prevista e a normal experimental.

Coluna	N_{teo} (kN)	N_{exp} (kN)	N_{exp} / N_{teo}
C01	988,97	457,5	46,3 %
C02	988,97	800,0	80,9 %



Figura 7 - Coluna 02 ensaiada.

3.2 Ensaios de flexão

Nos ensaios de flexão, para atingir o deslocamento de $L/50$, aplicou-se, através do atuador 40,5 kN tanto na Viga 01 quanto na Viga 02, ou 26,3 kN.m de momento fletor na seção central. Foi possível observar após os ensaios que houve o escorregamento entre os materiais nas extremidades das vigas.

Os resultados experimentais das Viga 01 e Viga 02 foram bem próximos, como é possível observar na Figura Fig. 8, a qual apresenta o gráfico de momento aplicado versus deslocamento do transdutor localizado no centro do vão.

O carregamento máximo previsto para as vigas foi calculado a partir de uma análise elasto-plástica. Nesta análise é considerado, além do carregamento aplicado pelo atuador, o peso próprio da viga auxiliar e da peça estudada. O momento fletor máximo previsto é igual a 26,31 kN.m.

As vigas foram carregadas até que o deslocamento no centro do vão chegasse a 76 mm, ou seja, vão/50. Pela equação da linha elástica, as cargas aplicadas nos ensaios na estrutura juntamente com o peso próprio e utilizando a rigidez efetiva à flexão calculada conforme a ABNT NBR 8800:2008, o deslocamento no vão central seria de 35,86 mm para a Viga 01 e 39,37 mm para a Viga 02.

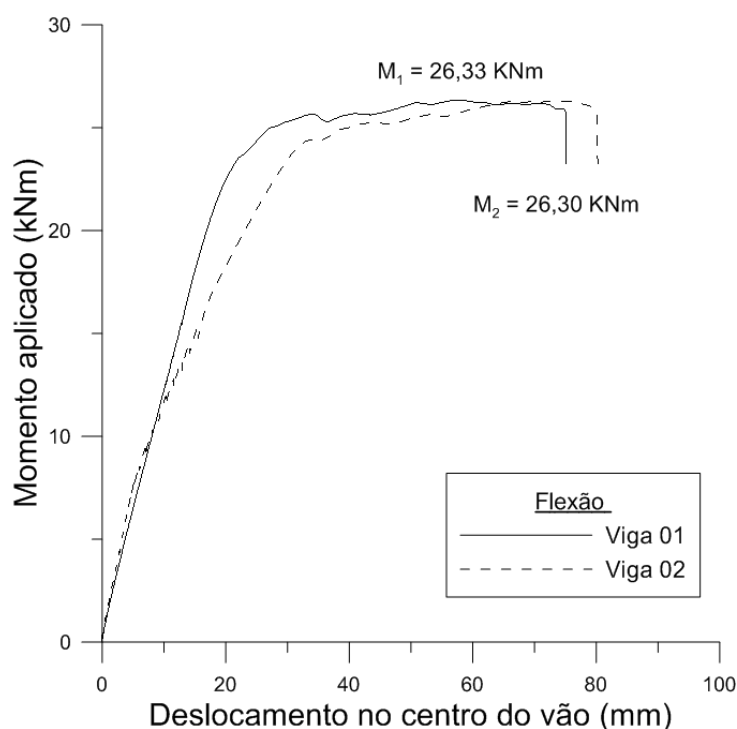


Figura 8 - Gráfico momento aplicado x deslocamento no centro do vão das Viga 01 e Viga 02.

3.3 Ensaios de flexo-compressão

A carga de ruína do Pilar 01 foi de 613,7 kN. Observa-se na Fig. 9 a base do pilar após o ensaio, no qual a ruptura do concreto levou o pilar à ruína. A Fig. 10 apresenta o pilar 02 após o ensaio, onde o deslocamento provocado pela ruptura do concreto danificou o perfil, levando o pilar à ruptura com a carga aplicada de 526,1 kN.

A partir dos ensaios das colunas e das vigas foi possível estimar os valores de força normal e momento fletor para os pilares mistos, sabendo-se que foram submetidos a um carregamento normal com excentricidade de 40 mm. Considerando a força normal que levou a Coluna 02 a ruptura e a excentricidade de carga adotada, o momento fletor esperado no vão central correspondeu a 32,0 kN.m. A partir do momento fletor experimental determinou-se a força normal de compressão axial de 657,5 kN para o pilar misto com excentricidade de carregamento.

Pela estimativa de carregamento aplicado determinado, seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008, para as colunas, 988,13 kN, o momento na seção do pilar com carregamento excêntrico de 0,04 m seria de 39,56 kN.m. Já com o momento fletor resistente, calculado a partir de uma análise elasto-plástica, para as vigas, 26,32 kN.m, a força normal aplicada no pilar que levaria a peça à ruína seria de 658 kN.

Nos resultados de flexo-compressão, analisando-se os valores obtidos nos ensaios, o valor estimado a partir dos ensaios das vigas foi o que mais se aproximou dos resultados obtidos nos ensaios dos dois pilares. Observa-se, também, que o valor calculado para os pilares a partir da teoria para a flexão das vigas e o valor estimado para os pilares a partir dos ensaios das vigas é praticamente o mesmo.



Figura 9 - Pilar 01 após o ensaio de compressão excêntrica.

Observar, a Tabela 3, onde N_{vexp} é a força normal de compressão axial calculada a partir dos ensaios das vigas e N_{exp} é a força normal aplicada nos respectivos pilares até que ocorresse a ruína da peça. N_{vteo} é a força normal calculada a partir de uma análise de tensões e deformações para as vigas.

Tabela 3 - Comparação da estimativa de força normal pelos ensaios de flexão e pelo valor teórico à flexão, com os ensaios de flexo-compressão.

Pilar	N_{exp} (kN)	N_{vexp} (kN)	N_{exp} / N_{vexp}	N_{vteo} (kN)	N_{exp} / N_{vteo}
P01	613,7	657,5	93,3 %	658	93,3 %
P02	526,1	657,5	80,0 %	658	80,0 %

A partir de uma análise de tensões e deformações para o caso do pilar misto com carregamento excêntrico estudado neste trabalho determinou-se a força normal resistente de 384,85 kN. Seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 e adaptando as fórmulas para a seção transversal estudada nesta pesquisa, a força normal calculada foi de 453,4 kN.



Figura 10 - Pilar 02 após o ensaio.

Seguindo as recomendações do Eurocode 4, 2004, montou-se a curva de interação simplificada, Fig. 11, a partir dos valores calculados conforme a ABNT NBR 8800:2008. O ponto A tem coordenadas $(0, N_{pl,Rd})$, onde $N_{pl,Rd}$ é a resistência plástica à compressão. O ponto C tem coordenadas $(M_{pl,Rd}, N_{pm,Rd})$, sendo $N_{pm,Rd} = 0,85f_{cd}A_c$ e $M_{pl,Rd}$ o momento plástico resistente de projeto. O ponto D, $(M_{máx,Rd}, N_{pm,Rd}/2)$, onde $M_{máx,Rd}$ é o momento plástico resistente máximo de projeto. E o ponto B, $(M_{pl,Rd}, 0)$.

Os valores de $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$ e $M_{máx,Rd}$ foram calculados conforme preconiza a ABNT NBR 8800:2008, porém os valores foram calculados sem os coeficientes de resistência dos materiais para que fosse possível comparar-se com os resultados experimentais. Os pontos representados por triângulos apresentam os resultados experimentais, das colunas, vigas e pilares.

Como é possível observar na Fig. 11, o valor experimental de força normal do Pilar 01 está na região considerada insegura, ou seja, fora do limite da curva de interação, o que demonstra que o método preconizado pelo Eurocode 4, 2004, e pela ABNT NBR 8800:2008, para os valores calculados, são conservadores.

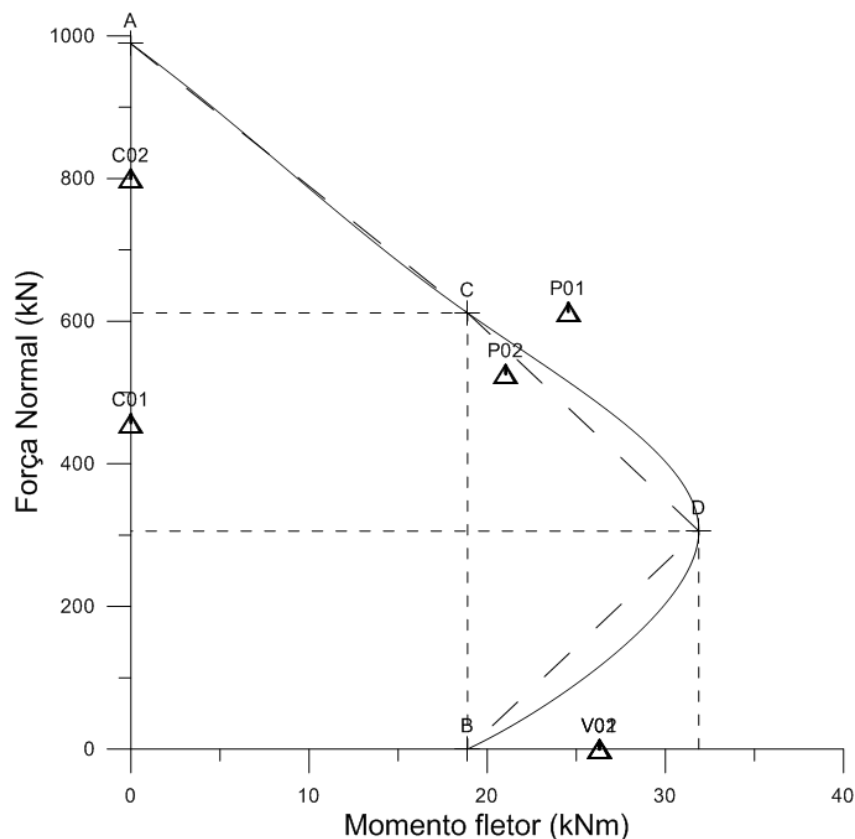


Figura 11- Curva de interação simplificada de acordo com o Eurocode 4, 2004 e resultados experimentais representados por triângulos.

O gráfico apresentado na Fig. 12 foi plotado a partir das forças normais resistentes calculadas para pilares mistos com a mesma seção estudada e com a mesma excentricidade de carga considerada, conforme ABNT NBR 8800:2008, alterando-se a espessura da chapa do perfil, 0,90, 1,25, 1,50, 2,0, 2,5, e 3,0 (mm).

Observa-se, também na Fig. 12, que os valores calculados pelo método adaptado a partir do proposto pela ABNT NBR 8800:2008 (losango), são superiores aos determinados pela análise de tensões e deformações (cruz). Isso indica que a análise de tensões e deformações é ainda mais conservadora que o método apresentado na norma em questão.

A ABNT NBR 6118:2014 não permite o dimensionamento de pilar de concreto armado com seção transversal de área inferior a 360 cm². Porém, se o pilar fosse apenas de concreto armado, com a mesma armadura e a mesma seção transversal, a força normal resistente seria igual a 365 kN, com a mesma excentricidade de 0,04 m e considerando os coeficientes de ponderação das resistências igual a um. Esse estudo simples já indica que a inclusão dos perfis resulta em um aumento da capacidade de carregamento do pilar.

Considerando a tensão de escoamento do aço como $f_y = 0,75f_{ymed}$, onde f_{ymed} é a média dos valores experimentais de tensão de escoamento apresentados na Tabela 1Tabela , o

procedimento de cálculo adaptado a partir do preconizado pela ABNT NBR 8800:2008 resulta em uma força normal de 474 kN. Comparando a força normal calculada com a força máxima aplicada nos ensaios, uma tensão de escoamento maior que o limite de 410 MPa aumentou em 6% a razão entre valor experimental e valor calculado.

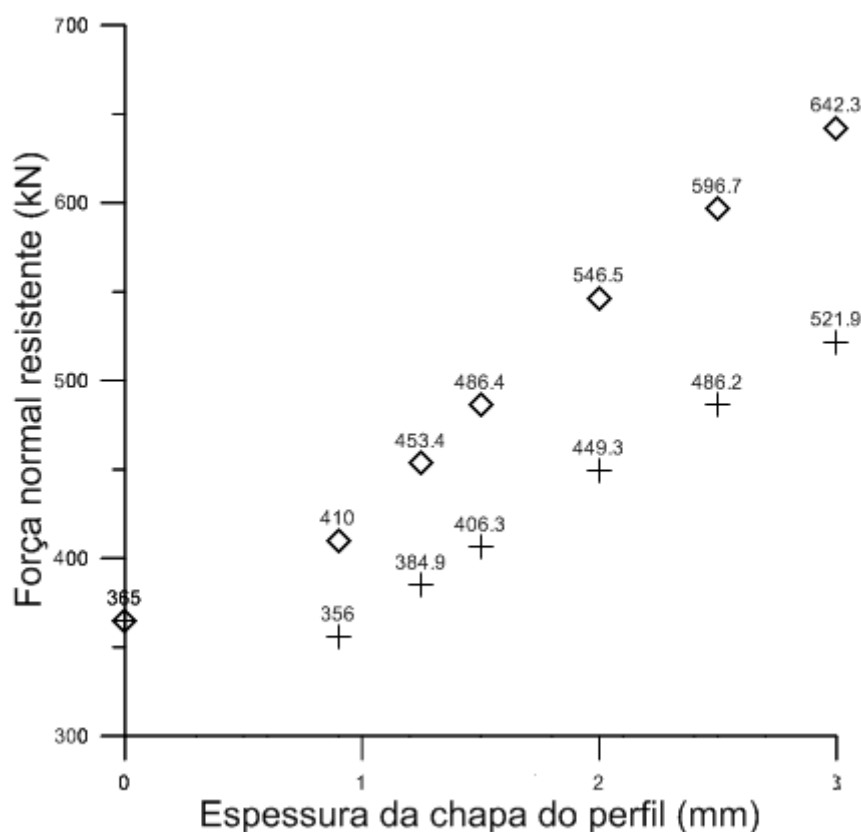


Figura 12 - Gráfico Força normal resistente versus espessura da chapa do perfil, no qual os losangos representam os valores calculados pela adaptação do método apresentado na ABNT NBR 8800:2008 e cada cruz representa o valor calculado pela análise de tensões e deformações.

4 CONCLUSÕES

A combinação de aço e concreto em estruturas do tipo mistas apresenta inúmeras vantagens em relação a elementos formados por apenas um material. É obrigação do projetista avaliar a melhor opção para cada empreendimento, e cabem às pesquisas a avaliação de todos os parâmetros que possam interferir ou influenciar as recomendações das normas. Isto é imprescindível de forma que se aproximem do comportamento real da estrutura, garantam a segurança e mantenham sua viabilidade econômica.

É interessante ressaltar a importância dos estudos experimentais que são capazes de reproduzir, elementos em escala real ou reduzida, o comportamento de determinado elemento

ou material quando submetido às mesmas condições de carga. Demonstrando assim, que resultados experimentais podem fornecer dados indispensáveis para o desenvolvimento de técnicas e materiais na engenharia.

Ao analisar-se separadamente o comportamento à flexão e o comportamento à compressão, fez-se possível a avaliação de diferentes formas quanto ao comportamento de pilares mistos submetidos à flexo-compressão.

O objetivo de estudar e avaliar o comportamento de pilares mistos submetidos à compressão excêntrica foi alcançado. A região que o concreto não tem proteção nem dos perfis nem da armadura transversal foi a que se desprende tanto nos ensaios de compressão centrada, quanto nos com excentricidade de carregamento. Portanto, ainda são necessários estudos adicionais nessa linha de pesquisa, para obtenção de métodos mais acurados.

A partir da análise dos resultados, observa-se que um modelo elasto-plástico relativamente simples pode representar adequadamente o comportamento de pilares mistos quanto à plastificação da seção, ainda que de maneira conservadora. Também pode-se afirmar que, quando o aspecto analisado é a resistência, conclui-se que o pilar misto tem vantagem significativa comparado ao pilar somente de concreto. A tensão de escoamento do aço utilizado também tem influência na resistência final do pilar.

Conforme foi analisado neste trabalho, conclui-se que o tipo de seção estudada pode ser utilizado na prática de construção de pilares mistos. Contudo, são recomendadas análises mais aprofundadas em relação ao confinamento do concreto, uma vez que o deslocamento apresentou-se como o ponto crítico dos ensaios.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa. Os autores também agradecem aos técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio e a João Domingos Guarçoni Paiva, a Daniel Santos de Carvalho, a Matheus Justo de Figueiredo e a Rafael Ribeiro Moliterno, alunos da graduação em engenharia civil da PUC-Rio.

REFERÊNCIAS

American Iron Steel Institute, 2012. AISI S100 – *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*.

Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2015. NBR 5738: *Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. 9 p. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2007. NBR 5739: *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. 9 p. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2014. NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. 238 p. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2010. *NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. 87 p. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2008. *NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. 237 p. Rio de Janeiro.

Daltro, A. M., 2016. *Análise Teórico-Experimental de Trelças Leves de Perfis de Chapa Dobrada*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 90 p. Rio de Janeiro.

Eurocode 4. EN 1994, 2004. *Design of composite steel and concrete structures Part 1.1 General rules and rules for buildings*, Brussels, CEN-European Committee for Standardization. 118 p.

Furlong, R.W., 1988. *Steel-concrete composite columns-II*. In: Narayanan, R. Steel-concrete composite structures: stability and strength. London, Elsevier. Cap. 7, p.195-220.

Griffis, L.G., 1994. The 1994 T.R. High Lecture: *Composite Frame Construction*. In: National Steel Construction Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 18 - 20 maio, 1994. Proceedings. New York, AISC. v.1, p.1.1-1.72.

Kennedy, S. J. & MacGregor, J. G., 1984. *End connection effects on the strength of concrete filled HSS beam columns*. Structural Engineering Report n. 115. University of Alberta. Alberta.