

COMPORTAMENTO DE PILARES CURTOS DE CONCRETO ARMADO COM
ARMADURA TRANSVERSAL EM TELA DE AÇO SOLDADA

GLEICY MARIA LOUVAIN DA SILVA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

SETEMBRO – 2015

COMPORTAMENTO DE PILARES CURTOS DE CONCRETO ARMADO COM
ARMADURA TRANSVERSAL EM TELA DE AÇO SOLDADA

GLEICY MARIA LOUVAIN DA SILVA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para a
obtenção de título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

SETEMBRO –2015

COMPORTAMENTO DE PILARES CURTOS DE CONCRETO ARMADO COM
ARMADURA TRANSVERSAL EM TELA DE AÇO SOLDADA

GLEICY MARIA LOUVAIN DA SILVA

Dissertação apresentada ao
Centro de Ciência e Tecnologia da
Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro, como parte
das exigências para a obtenção de título
de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 09 de Setembro 2015

Comissão Examinadora:

Prof. Luiz Antonio Vieira Carneiro (D. Sc, Engenharia Civil) – IME

Prof^a. Vânia José Karam (D. Sc, Engenharia Civil) – UENF

Prof^a. Patrícia Habib Hallak (D. Sc, Engenharia Civil) – UFJF

Prof. Sergio Luis González Garcia (D. Sc, Engenharia Civil) - UENF

Orientador

“Não há vitória sem luta, muito menos conquistas sem batalhas. A vida é feita de oportunidades, e o mais importante talvez não seja saber somente aproveitá-las, mas também criá-las”.

Leonardo Luís Gomes

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus por todas as conquistas e por nunca ter me desamparado ao longo de minha jornada.

A minha mãe que sempre está ao meu lado, não só me apoiando, mas me ajudando nas minhas conquistas. Obrigada mãe por ter feito parte deste trabalho, da minha pesquisa, se não fosse a senhora eu não teria conseguido instrumentar todos os meus pilares. Obrigado por cuidar da minha filha para que eu pudesse escrever e concluir os meus ensaios. Obrigada por tudo, pois sem você mais essa conquista não seria alcançada.

Ao meu professor e orientador, Sergio Luis González Garcia, pelo apoio, ensinamento e por nunca ter desistido deste trabalho ao longo de toda a nossa jornada turbulenta. Ao senhor o meu muito obrigado principalmente pela compreensão durante todos os problemas que passei nesses três anos de mestrado.

Aos técnicos dos laboratórios do LECIV e ao Professor Paulo Maia pela ajuda na realização dos ensaios.

Aos amigos pela ajuda e incentivo durante o meu mestrado.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para que eu chegasse ao fim de mais uma conquista. Muito obrigada.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
2- OBJETIVOS	3

CAPÍTULO 2 - REVISÕES BIBLIOGRÁFICAS

2.1 - Introdução.....	4
2.1.1 - Estudo do concreto confinado.....	5
2.1.2 - Estudos realizados em estruturas de concreto com armadura de confinamento em tela de aço soldada.....	10
2.1.2.1 Tavio <i>et al.</i> (2012).....	10
2.1.2.2 J.C.M. Ho <i>et al.</i> (2010).....	17
2.1.2.3 Worachet Pimthaweeapol (2007).....	30
2.1.2.4 Ramos & Giongo (2005).....	34

CAPÍTULO 3

3- PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1- Introdução.....	40
3.2- Caracterização dos materiais.....	42
3.2.1- Agregado miúdo.....	42
3.2.2- Agregado graúdo.....	43
3.2.3- Armaduras longitudinal e transversal.....	44
3.2.4- Cimento.....	48
3.2.5- Água.....	48
3.3- Dosagem do concreto.....	48
3.4- Formas.....	50
3.5- Colar metálico.....	51
3.6- Definição dos pilares.....	52
3.6.1 Detalhamento dos pilares.....	52
3.3. Instrumentação.....	55

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Propriedade do concreto.....	59
4.1.1 Resistência à compressão dos pilares de referência.	59
4.2 Comportamento dos pilares.....	62
4.3 Avaliação da previsão de capacidade última dos pilares	65

4.4	Descrição individual dos resultados dos pilares.....	67
4.4.1	Pilares da serie P1.....	67
4.4.1.1	Pilares P1-30-4,2-30; P1-60-4,2-30; P1-30-5,0-30 e P1-60-5,0-30.....	68
4.4.1.2	Pilares P1-30-4,2-70; P1-60-4,2-70; P1-30-5,0-70 e P1-60-5,0-70.....	74
4.4.1.3	Pilares P1-30-4,2-100; P1-60-4,2-100; P1-30-5,0-100 e P1-60-5,0-100.....	80
4.4.1.4	Pilar P1-30-4,2-120; P1-60-4,2-120; P1-30-5,0-120 e P1-60-5,0-120.....	85
4.4.2	Pilares da série P2.....	91
4.4.2.1	Pilares P2-30-4,2-30; P2-60-4,2-30; P2-30-5,0-30 e P2-60-5,0-30.....	91
4.4.2.2	Pilares P2-30-4,2-70; P2-60-4,2-70; P2-30-5,0-70 e P2-60-5,0-70.....	97
4.4.2.3	Pilares P2-30-4,2-100; P2-60-4,2-100; P2-30-5,0-100 e P2-60-5,0-100.....	102
4.4.2.4	Pilar P2-30-4,2-120; P2-60-4,2-120; P2-30-5,0-120 e P2-60-5,0-120.....	108
4.5	Comportamentos dos pilares em termos de deformação das armaduras.....	118
4.5.1	Pilares da série 1.....	118
4.5.2	Pilares da série 2.....	127
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS		
5.1	Análise da força resistente dos Pilares.....	137
5.2	Análises da influência da taxa de armadura transversal.....	140
5.3	Análises da influência do modelo da armadura transversal.....	147
5.4	Análises da influência da resistência do concreto.....	149
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS		
CAPITULO 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		
		158

RESUMO

SILVA, Gleicy Maria Louvain; Mestrado; Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro; Setembro/2015 Comportamento de pilares curtos de concreto armado com armadura transversal em tela de aço soldada. Sergio Luis González Garcia.

Neste trabalho foram ensaiados 36 pilares com dimensões de 150 x150 x 450 mm, taxa de armadura longitudinal de 1,40 e 2,79%, armadura transversal em tela de aço soldada com diâmetros de 4,2 e 5,0 mm, com espaçamento de 30 mm, 70 mm, 100 mm e 120 mm. Foram utilizados dois modelos de estribos de tela de aço soldadas: um com uma grade (Modelo I) e outro com quatro grades (Modelo II). Os pilares foram divididos em cinco grupos; um deles não tinha armadura. Foram ensaiados pilares para o Modelo I e Modelo II, considerando para ambos os casos resistência à compressão do concreto de 36 e 51 MPa. Nas extremidades foram colocados três estribos espaçados a 15 mm como armadura de fretagem. Foram medidas deformações no estribo central e no centro da armadura longitudinal. Um colar metálico foi colocado nas extremidades para evitar ruptura prematura dos pilares. As variáveis desta pesquisa foram a taxa de armadura transversal; configuração dos estribos (Modelo I e II) e resistência à compressão do concreto. Os ensaios foram realizados em uma prensa de capacidade de 2000 KN da marca EMIC. Os resultados obtidos nos ensaios foram analisados através das curvas da tensão vs. deformação do concreto e das armaduras transversais e longitudinais, assim como a análise do comportamento dos mesmos até a ruptura final. Constatou-se nesta pesquisa que os estribos com tela de aço soldada aumentam a resistência e ductilidade dos pilares. Observou-se flambagem das armaduras longitudinais para maiores espaçamentos dos estribos. Na maioria dos pilares ensaiados, o núcleo de concreto confinado foi determinante na resistência do elemento. Dependendo da configuração e taxa da armadura transversal, a maioria dos pilares atingiram valores superiores à carga última.

ABSTRACT

SILVA, Gleicy Maria Louvain; Master's degree; Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro; August/2015 Behavior of reinforced concrete short columns with shear reinforcement made of welded steel mesh.. Sergio Luis González Garcia.

In this study 36 short columns with dimensions of 150 x150 x 450 mm were tested, with longitudinal reinforcement rate of 1.40 and 2.79%, using transverse reinforcement made of welded steel mesh of 4.2 and 5.0 mm in diameter, with stirrups spacing of 30 mm, 70 mm, 100 mm and 120 mm. It were used two models of stirrups welded steel mesh, one with one cell (Model I) and the other with four cells (Model II). Short columns were divided into five groups; one of them without reinforcement. Short columns were tested for Model I and Model II, considering on both case concrete compressive strength of 36 and 51MPa. At the ends were placed three stirrups spaced at 15 mm as additional reinforcement. It were measured deformations at the central stirrup and at middle height of longitudinal reinforcement. A metallic ring was placed at the ends to prevent premature rupture of short columns. Variables of this research were shear reinforcement rate, stirrups types (Model I and II) and strength of concrete compression. Tests were performed in a compression testing machine *EMIC* model, with 2000 KN of capacity. Obtained test results were analyzed using tension vs. deformation concrete and reinforcement curves, as well as the analysis of ultimate strength behavior. It was found that use of stirrups with welded steel mesh increases strength and ductility of columns. It was found buckling of rebar for higher stirrups spacing. In most of tested short columns, confined concrete core was essential on element's strength. Depending on setup and rate of shear reinforcement, most of short columns reached higher values than ultimate load.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

O concreto vem sendo usado na construção civil há muitos anos como principal material de construção, visto que a quantidade de estruturas construídas com concreto no mundo aumentou consideravelmente, exigindo que a resistência à compressão supere aos 30MPa. Contudo, observa-se que, atualmente, há maior preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto armado e a necessidade de que os edifícios tenham vãos livres cada vez maiores, com pilares mais afastado e com ações de intensidades maiores também, e, com isto, a necessidade de adotar concretos com elevada resistência se intensificou.

Pilares são elementos estruturais, cuja principal função é resistir a forças de compressão, graças às suas armaduras longitudinais que auxiliam o concreto na absorção destas cargas. Já as armaduras transversais têm como objetivo fixar as armaduras longitudinais em sua posição correta e evitar a flambagem das mesmas. A armadura transversal também é utilizada para dar uma maior ductilidade em pilares através do confinamento.

Por trabalharem preponderantemente submetidos a esforços de compressão, os pilares de edifícios têm seus comportamentos definidos pelas propriedades mecânicas do concreto, que são: resistência e deformação. Esse fato torna a ductilidade desses elementos estruturais sensível ao valor da resistência e ao comportamento do respectivo diagrama “tensão vs. deformação” do concreto. A ductilidade dos pilares é reduzida e suas ruínas ficam definidas pela ruptura frágil do concreto, quando utilizado um de alta resistência. Assim, quanto à ruína do pilar, a redistribuição de esforços solicitantes, capazes de evitar o colapso de uma edificação, fica comprometida.

O pilar é ductilizado devido à força de confinamento exercida pela armadura transversal. Força esta proveniente da reação do aço transversal à deformação longitudinal experimentado pelo concreto, provocada pela força de compressão axial.

Deste modo, a maior quantidade de armadura transversal e o maior limite de escoamento desta armadura farão com que a pressão lateral exercida no núcleo de concreto aumente e a resistência do pilar na direção axial cresça. O modo como a armadura transversal é solicitada, em pilares cintados, cria esforços que resultam no descolamento do cobrimento de concreto das armaduras (Mörsch, 1952).

A inovação arquitetônica tem solicitado construções mais esbeltas (áreas mais livres), obrigando os engenheiros a buscar novas alternativas na confecção das estruturas. Quanto menos elementos estruturais num projeto mais resistentes eles deverão ser. Só que se tratando de pilares, sua resistência está condicionada à resistência do concreto; ou seja, à utilização de concreto de alta resistência ou de concreto normal com seções robustas. Não obstante, as opções acima, por duas razões, atrapalham os objetivos de uma estrutura mais dúctil e esbelta. Por um lado, o concreto de alta resistência tem menor ductilidade e, por outro lado, o concreto normal necessita de grandes seções e, por isso, da ocupação de muita área na construção em si. Visando encontrar soluções práticas, econômicas e com maior controle na confecção, novas formas de confinamento estão sendo estudadas.

Hoje em dia, várias técnicas de confinamento estão sendo utilizadas - estribos convencionais, protensão, malha de carbono, entre outros compósitos reforçados por fibra. Um novo método ainda pouco pesquisado é o confinamento com tela de aço soldada. Neste caso, substituem-se os estribos convencionais dobrados e amarrados por telas de aço soldado, buscando o melhor desempenho, praticidade e economia.

Com o objetivo de obter mais informações sobre o comportamento dessa técnica a pesquisa, em questão, foi desenvolvida.

Neste trabalho, o estudo do efeito do confinamento em elementos de concretos de diferentes resistências está limitado à resistência do concreto, à taxa de armadura do aço transversal e à configuração da armadura transversal adotada.

Este trabalho contém seis capítulos. No capítulo 1, contemplam-se a introdução e o objetivo da pesquisa. No capítulo 2, faz-se uma revisão bibliográfica com breve citação de algumas pesquisas realizadas em torno do tema escolhido. No capítulo 3, descreve-se o programa experimental e, no capítulo 4 e 5, respectivamente, apresentam-se os resultados e a análise dos resultados. Por fim, no capítulo 6, são apresentadas as conclusões.

2. OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa foi o de obter informações sobre o comportamento de pilares de seção quadrada em concreto com armadura em tela de aço soldada e com resistência média à compressão axial do concreto de 30MPa e 60MPa com armadura longitudinal de diâmetro nominal igual a 10,0mm e armadura transversal em tela de aço soldada de 100x100 mm, com diâmetros nominais iguais a 4,2 mm e 5,0 mm. Variou-se a taxa de armadura transversal 0,23% a 2,10 %.

Os objetivos complementares específicos são:

- avaliar o ganho de resistência dos pilares, considerando o núcleo do concreto confinado;
- realizar comparações entre os valores experimentais de capacidade e os valor de capacidade calculado teoricamente;
- comprovar o aumento da ductilidade dos pilares com o uso de armadura de confinamento em telas de aço soldadas;
- avaliar o comportamento de duas configurações de armadura transversal.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução

A análise do comportamento do concreto à compressão centrada é feita por meio de diagramas “tensão vs. deformação”, obtidos experimentalmente.

Tais diagramas variam devido a vários parâmetros, alguns dos quais estão relacionados às características do concreto (tipos e proporções dos seus componentes) e outros, em relação às do corpo de prova (forma, dimensões, direção de concretagem) e do ensaio.

Para os concretos confinados passivamente por armaduras, a tensão máxima e a correspondente deformação não dependem somente das características do concreto, mas também das características da armadura confinante e do tipo de seção transversal do elemento confinado. Existem várias fórmulas para a determinação de tais grandezas, nos quais se englobam diversos parâmetros e variáveis, e que levam a diferentes valores obtidos por essas fórmulas, e, particularmente, para os casos de deformações.

Vários autores têm mostrado a eficiência do confinamento lateral no aumento da resistência e na ductilidade do concreto submetido à compressão centrada e com pouca excentricidade. Isso é decorrente do estado triaxial de compressão que é gerado com o confinamento no concreto.

No caso de ensaios de concreto com confinamento passivo, a pressão de confinamento não é a mesma em toda a estrutura na direção longitudinal; ela, pois, depende da dilatação lateral do concreto, das propriedades do material do elemento confinante e, ainda, varia com o nível do carregamento.

Em ensaios triaxiais, Hampel (2000) constatou que, à medida que se aumenta a resistência do concreto não confinado, o efeito do confinamento diminui.

2.1.1. Estudo do concreto confinado

A armadura de confinamento é muito utilizada em pilares de concreto armado, com o objetivo de aumentar a capacidade resistente e melhorar o comportamento no tocante à ductilidade. Cusson e Paultre (1995) explicam que isso acontece pelo fato de que a distribuição das tensões de confinamento longitudinalmente, entre os estribos, acontece em forma de arco. Desse modo, o espaçamento entre eles deixa um volume de concreto sem confinamento, que pode desprender-se da peça durante o carregamento da estrutura, por causa do gradiente interno de tensões.

Claeson e Gyltoft (2000), por meio de ensaios de pilares de seção quadrada, observaram que, quanto menor for o espaçamento entre os estribos, mais eficiente será o efeito do confinamento, melhorando assim a ductilidade dos pilares. Dessa forma, pode-se diminuir o diâmetro da barra do estribo e o espaçamento entre os mesmos, mantendo uma mesma taxa de armadura transversal, para se obter, no final, um pilar com comportamento mais dúctil.

Chan (1955 apud Sheikh, 1982) propôs equações para avaliar a resistência do concreto confinado e sua deformação. Estudos posteriores levaram à formulação de modelos que procuravam descrever o comportamento de pilares de concreto armado submetidos à compressão simples. Diga-se, grande parte desses estudos experimentais foram feitos em pilares de concreto de resistência normal. Nos últimos anos houve uma intensificação nos estudos a respeito do comportamento do concreto de alta resistência.

Pesquisas sobre confinamento de concreto foram realizadas por Sheikh e Uzumeri (1980), Sheikh e Uzumeri (1982), Mander *et al.* (1988), Razvi e Saatcioglu (1989), Claeson *et al.* (1996), Agostini (1992) e Paiva (1994), sendo os dois últimos brasileiros. Estes apresentaram estudos comparativos entre pilares

de concretos de baixa e alta resistência. Lima (1997) e Queiroga (1999), trabalhando apenas com pilares de alta resistência, destacaram-se por reafirmarem as diferenças entre os comportamentos dos elementos moldados com concretos de baixa e alta resistência.

As principais observações feitas por esses pesquisadores foram:

- a) Nos pilares não cintados de concreto de baixa resistência, há semelhança entre suas deformações médias durante a fase elástica, quando armados ou não, e a constatação de que suas capacidades resistentes são o somatório das resistências do aço e do concreto da seção íntegra.
- b) Todavia, para pilares executados com concreto de alta resistência, observou-se que as deformações médias na fase elástica dos pilares armados eram superiores às deformações médias dos pilares não armados.

Isto conduziu às seguintes conclusões:

- a) Nos pilares de alta resistência, as armaduras longitudinais e transversais definem um núcleo resistente de concreto, o que implica, como é observada no trecho A-B, a não contribuição da camada de cobrimento na resistência; trecho da curva proposta pela ACI-441(1997) para explicar o comportamento de pilares de concreto de alta resistência, submetidos à compressão centrada (Figura 2.1), e a razão pela qual, devido ao seu deslocamento, ocorre uma perda de resistência. Segundo Sheikh e Uzumeri (1980), o deslocamento da camada de cobrimento também ocorre em concretos de baixa resistência, porém sem ser de forma brusca.
- b) Dependendo do concreto e da armadura confinante e do valor do cobrimento, pode haver queda de resistência após o ponto A; isto é, até que o confinamento comece a se tornar efetivo (ponto B) - momento no qual a capacidade resistente volta a aumentar até atingir a resistência do concreto confinado do núcleo do pilar. Assim, vejamos: em elementos bem confinados, esta resistência pode ser maior que a resistência do concreto não confinado, pois, ao atingir a

resistência do núcleo confinado, a armadura transversal pode escoar ou não. Somente Cusson e Paultre (1995), e Razvi e Saaticioglu (1999) consideraram a possibilidade da armadura não escoar.

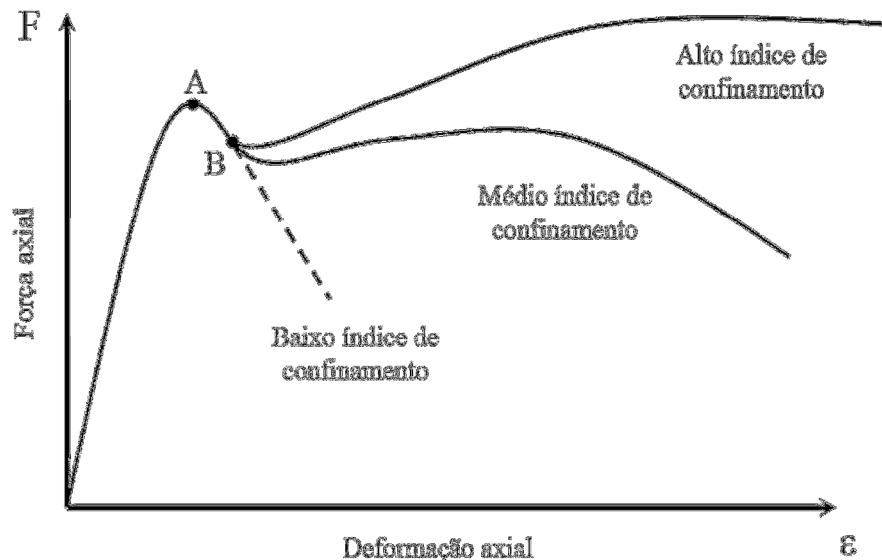


Figura 2.1 – Comportamento esquemático dos pilares de concreto de alta resistência sob compressão axial (ACI 441, 1997 *apud* OLIVEIRA, 2004).

c) Nos pilares cintados de concreto de baixa resistência, a área de concreto - efetivamente confinada - é menor do que a área de concreto contida entre os eixos dos estribos. Além disso, a determinação desta área depende da distribuição das barras longitudinais e da configuração e espaçamento das barras transversais (Figuras 2.2 e 2.3);

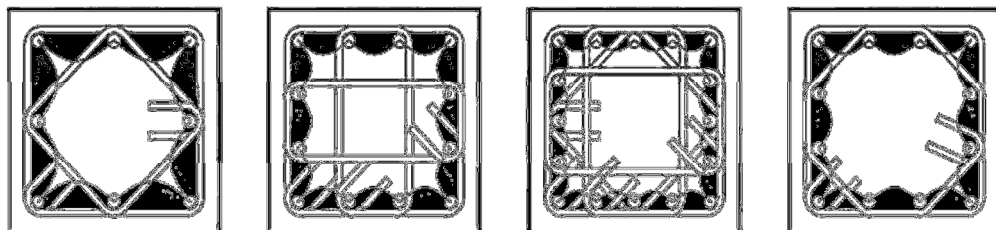


Figura 2.2 - Área de concreto não confinado (região escura) no plano dos estribos (SHEIKH e UZUMERI, 1982).

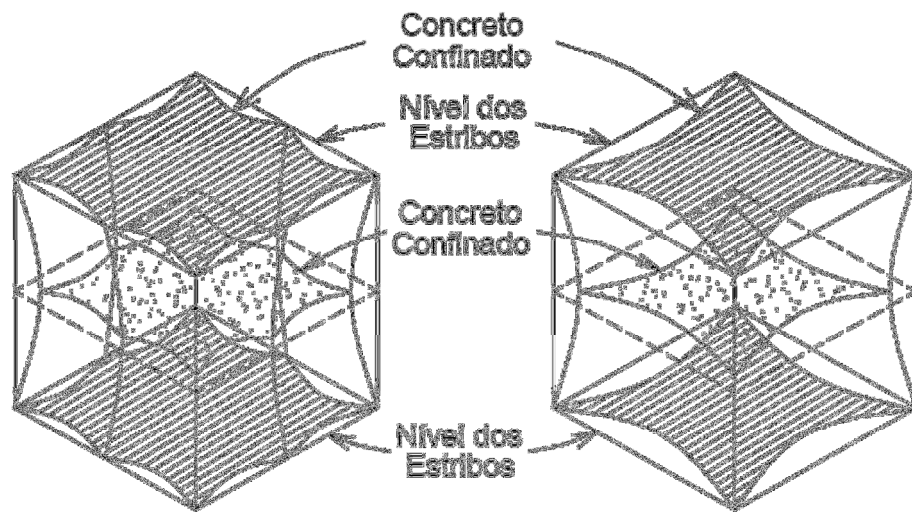


Figura 2.3 - Vista tridimensional que permite identificar o concreto confinado e não confinado no plano que contém os estribos e entre eles (Sheikh e Uzumeri, 1982).

- d) A quantidade de armadura longitudinal tem efeito insignificante sobre o comportamento do concreto confinado.
- e) A utilização de armadura transversal composta por barras de aço com patamar de escoamento conduziu a menores ganhos de resistência e ductilidade no concreto confinado.
- f) Por fim, a maior quantidade de armadura transversal teve um efeito significativo no comportamento do concreto confinado; porém, o aumento da resistência do aço que compunha a armadura transversal resultou em menores incrementos de resistência e ductilidade do que o esperado.

Morsch (1952) chegou às seguintes conclusões, referentes aos diversos ensaios realizados:

- a) Em pilares não cintados, a carga resistente é resultante da soma da resistência do concreto e da resistência do aço em seu limite de escoamento. No entanto, para os pilares cintados, a resistência do elemento compõe-se da resistência do concreto do núcleo somada à resistência das barras da armadura longitudinal e, ainda, a um aumento na resistência do núcleo de concreto. A última parcela de

resistência é proporcional à quantidade e ao limite de escoamento da armadura transversal.

b) Em cintamentos de pilares, os estribos circulares com pequenos espaçamentos e as hélices circulares ou espirais mostraram-se mais eficientes. Já as hélices quadradas demonstraram pouco ou quase nenhum efeito de cintamento sobre o núcleo de concreto dos pilares.

c) Em ensaios de pilares com armadura em forma de espirais, como armadura transversal, notou-se que, nos elementos com menor resistência à compressão do concreto, o efeito de cintamento foi maior.

d) Em pilares cintados, o aumento da resistência é proveniente do estado múltiplo de tensão provocada pela deformação do concreto e pela solicitação de resistência da armadura transversal. Esta solicitação, diga-se, cria uma pressão lateral sobre o núcleo de concreto. Sendo assim, uma maior quantidade de armadura transversal, com maior limite de escoamento, fará com que a pressão lateral sobre o núcleo de concreto aumente e, com isso, a resistência do pilar axial cresça.

e) Assim como o fenômeno do cintamento é diretamente proporcional à resistência de escoamento da armadura transversal, o é, por outro lado, inversamente proporcional à resistência do concreto à compressão, como também independe, neste caso, do diâmetro do núcleo de concreto.

f) O espaçamento influencia na flambagem da armadura longitudinal. De acordo com Mau (1990), em um espaçamento onde $s/\phi l = 15$, o aço perde sua capacidade de carga rapidamente, após ser atingida a força de pico $s/\phi l = 10$. A amarração provocada pelo estribo promove ganho de resistência um pouco acima da força de pico e a curva “tensão vs. deformação da barra no pilar” é similar à curva do material isolado.

2.1.2. Estudos realizados em estruturas de concreto com armadura de confinamento em tela de aço soldada

Existem poucos estudos relacionados a pilares em concreto armado com Tela de Aço Soldadas (TAS).

2.1.2.1 Tavio *et al.* (2012)

Tavio *et al.* (2012) estudaram confinamento de pilares com armaduras transversais feitas por TAS, cujos parâmetros analisados foram: taxa volumétrica de armadura transversal, espaçamento, configuração transversal dos estribos e taxa de armadura longitudinal. O desempenho das colunas transversalmente armadas com TAS foi comparado com o das colunas transversalmente armadas com estribos convencionais.

O estudo em questão relata os resultados experimentais em colunas curtas de concreto, armadas com aço longitudinal e confinadas por TAS, ou em estribos convencionais e em uma coluna de concreto simples, testada sob compressão axial e centrada até a ruptura.

Todas as colunas ensaiadas foram de seção 180x180 mm. Neste sentido, um total de 23 colunas foi ensaiado, sendo que quatro delas continham barras de aço convencionais do tipo fechada como armadura transversal e uma coluna foi confeccionada sem armadura transversal (não confinada) de seção quadrada, para estabelecer as propriedades do concreto não confinado. As restantes continham TAS como armadura transversal. Os parâmetros avaliados incluíram a taxa volumétrica de 1,2% a 4,8%, o espaçamento de armadura transversal de 30 até 120 mm, a taxa de armadura longitudinal variando de 1,5%, 2,8%, e 3,1%, e, por último, algumas configurações de armadura transversal. A Figura 2.4 e a Tabela 2.1 mostram as propriedades da armadura longitudinal e transversal, a geometria e as configurações desta última armadura. Todas as colunas foram, também, confinadas externamente por uma placa de aço maciço de 10 milímetros

de espessura, que foi fixada às regiões de extremidade com largura de 150 mm. Os estribos de todas as colunas tinham ganchos de 135 graus e um comprimento de ancoragem de acordo com as disposições do Código ACI 318 (2011). Em todas as colunas, a relação entre a área total da seção de A_c (área de concreto) com a área central A_{cc} (área de concreto confinado), medida eixo-eixo da armadura transversal, foi de aproximadamente 1,30.

Foram utilizados cimento Portland normal e agregados locais com um tamanho máximo de 10 mm. A relação água/cimento (a/c) foi de 0,52. Um redutor de água foi utilizado para melhorar a trabalhabilidade e consolidação do concreto. Um *slump* de 210 mm foi obtido para garantir que o concreto pudesse ser colocado através de uma armadura muito densa. No instante do ensaio da coluna, a resistência média à compressão de cilindros de 150 x 300 mm foi de 43,4 Mpa. As propriedades do concreto não confinado foram obtidas por meio de ensaios de uma coluna sem armadura. As colunas foram concretadas no laboratório, em posição vertical. As colunas e os cilindros foram removidos dos moldes e, após 24 horas, submersos em água para a cura. O período de cura em água foi de três semanas, depois foram deixados no laboratório em temperatura ambiente, durante uma semana a mais antes do ensaio.

A Tabela 2.1 apresenta os detalhes de armaduras longitudinais e transversais para as amostras testadas. Barras de aço foram usadas para essas armaduras. A tela de aço soldada foi cortada para o tamanho requerido de 150 x 150 mm. Dois tamanhos diferentes de grade de TAS foram usados nos núcleos das colunas - 75 x 75 mm e 50 x 50 mm. Devido à ausência de pontos definidos de patamar de escoamento, a resistência ao escoamento foi determinada para 0,2% de deformação; isto, no caso, para cada tipo de armadura ensaiada.

As amostras tinham seis ou sete extensômetros elétricos, instalados sobre as barras de aço longitudinais e laterais (ou armadura TAS). Eles foram colados, então, em duas ou três dessas barras, opostas em seus comprimentos médios. Além disso, em cada amostra havia quatro extensômetros instalados na barra de ligação (ou TAS), como é mostrado na Figura 2.4; com exceção de duas, transversalmente armadas com estribos com dois medidores de deformação. O deslocamento axial das colunas foi registrado por quatro Transdutores

deformação do concreto confinado”, tal como sugerido por Sheikh e Uzumeri (1980), e, ainda, Cusson e Paultre (1994). A carga axial resistida pelo concreto foi determinada para cada coluna subtraindo a carga resistida pelas barras longitudinais da carga total registrada durante o ensaio. As curvas de contribuição do concreto foram obtidas relacionando-as à área total de concreto (P_{oc}) e à área do núcleo de concreto (P_{occ}) (Figura 2.5), em que

$$P_{oc} = 0,85 f'_c A_{co} \quad \text{eq. 2.1}$$

$$P_{occ} = 0,85 f'_c A_{cc} \quad \text{eq. 2.2}$$

Enquanto não ocorreu a fragmentação do cobrimento do concreto, a A_{co} representou o comportamento da coluna. Após a fragmentação, apenas a área central A_{cc} resistiu à carga aplicada. A carga resistida pelo núcleo de concreto P_{cc} foi calculada subtraindo-se a quantidade de carga suportada pelo cobrimento do concreto; isto é, a partir da carga correspondente ao primeiro pico de P_c .

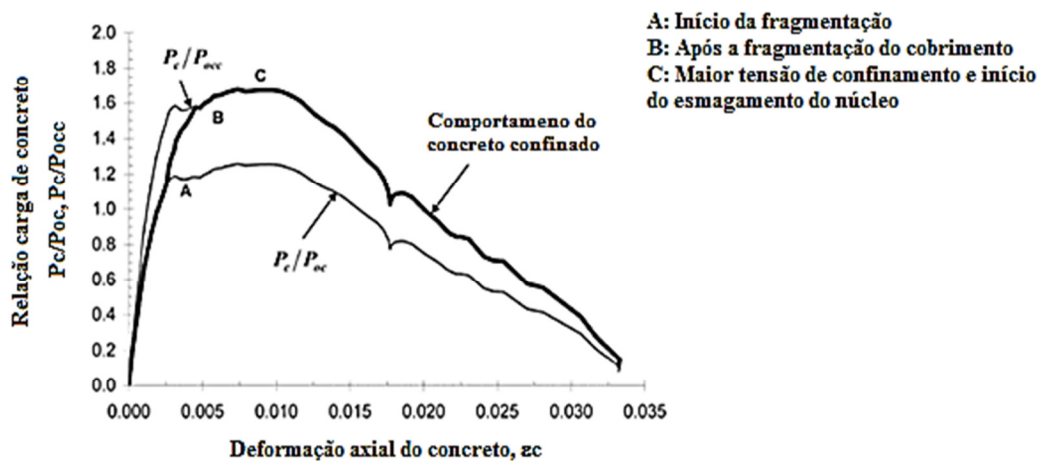


Figura 2.5 – Curva normalizada da contribuição do concreto (adaptado, Tavio et al., 2012).

Um resumo dos resultados dos ensaios é apresentado na Tabela 2.1. Aí são mostrados os resultados experimentais e os valores calculados obtidos para cada coluna. A carga máxima axial (P_{max}), aplicada em cada coluna durante o ensaio, variou entre 1357 e 2402 kN. Estas cargas máximas são comparadas aos seus correspondentes P_o (carga axial calculada de acordo com o Código ACI). O valor de P_o pode ser calculado usando a Equação 2.3, que reflete a abordagem do Building Code (2011) -

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad \text{eq. 2.3}$$

Onde f_y é a resistência ao escoamento da armadura longitudinal, A_g é a área bruta de concreto da seção transversal da coluna e A_{st} é a área da seção da armadura longitudinal.

A Tabela também contém o P_{max} e P_o . A relação P_{max}/P_o varia entre 0,96 a 1,59 com um valor médio de 1,25. As relações mais baixas são observadas para as colunas realizadas com baixos níveis de confinamento. A relação P_{oc}/P_{occ} variou entre 1,25 e 2,10. As relações mais elevadas são observadas nas colunas bem confinadas e diminuem com o aumento do espaçamento da armadura transversal. Isto indica claramente quando o cobrimento do concreto foi completamente deslocado. A força axial máxima da seção confinada pode ser significativamente melhorada por confinamento transversal. Observa-se na Tabela 2.2, em termos de configuração dos estribos e de distribuição resultante da armadura longitudinal utilizada nas amostras, a força do concreto confinado pode ser elevada duas vezes em relação à resistência não-confinada e se a armadura transversal for suficiente pode fornecer ganho de até 210 %.

A Tabela 2.2 mostra os resultados das análises de resistência e de ductilidade, indicando, assim, que o TAS proporciona ganho entre 17 e 40% de força para o núcleo do que o obtido utilizando estribos comuns. Além disso, as colunas transversalmente armadas com TAS possuem entre 1,3 e 1,7 vezes mais ductilidade que as colunas com as mesmas relações volumétricas de armadura

transversal, embora as colunas de estribo usual exibissem maior ductilidade residual em níveis de tensões mais elevadas.

Tabela 2.1 - Propriedade das colunas (adaptada, Tavio *et al.*, 2012)

Nº	Amostras	Armadura longitudinal			Armadura transversal						P _e (MPa)
		Nº e ϕ (mm)	ρ_s , (%)	f _y , (MPa)	ϕ (mm)	Arranjo	S (mm)	ρ_w (%)	f _{yh} , (MPa)	ρ_w/ρ_{ACI} I	
1	N1-30W2-4.8	4 D 12.62	1,54	468	6,93	Grade 2 x 2	30	4,81	505	3,11	1,87
2	N1-45W2-3.2						45	3,20		2,07	1,12
3	N1-60W2-2.4						60	2,40		1,55	0,75
4	N1-72W2-2.0						72	2,00		1,29	0,56
5	N1-90W2-1.6						90	1,60		1,04	0,37
6	N1-120W2-1.2						120	1,20		0,78	0,19
7	N2-30W2-4.8	8 D 12.62	3,09	468	6,93	Grade 2 x 2	30	4,81	505	3,11	1,87
8	N2-45W2-3.2						45	3,20		2,07	1,12
9	N2-72W2-2.0						72	2,00		1,29	0,56
10	N1-30W3-4.8	4 D 12.62	1,54	468	5,97	Grade 3 x 3	30	4,79	502	3,08	2,39
11	N1-45W3-3.2						45	3,19		2,05	1,43
12	N1-60W3-2.4						60	2,39		1,54	0,96
13	N1-72W3-2.0						72	1,99		1,28	0,72
14	N1-90W3-1.6						90	1,60		1,03	0,48
15	N1-120W3-1.2						120	1,20		0,77	0,24
16	N2-30W3-4.8	12 D 9.77	2,78	434	5,97	Grade 3 x 3	30	4,79	502	3,08	2,39
17	N2-45W3-3.2						45	3,19		2,05	1,43
18	N2-72W3-2.0						60	1,99		1,28	0,72
19	N1-40S-4.7	4 D 12.62	1,54	468	9,77	Aro	40	4,69	434	2,90	1,03
20	N1-60S-3.1					Aro	60	3,13		1,94	0,59
21	N2-60C-4.7	8 D 12.62	3,09	468	9,77	Estribo	60	4,69		2,90	1,77
22	N2-90C-3.1						90	3,13		1,94	0,88
23	PNC	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Onde: ϕ → diâmetro;
 ρ_s → taxa armadura longitudinal;
 f_y → resistência da armadura longitudinal;
 s → espaçamento;
 ρ_w → taxa volumétrica armadura transversal;
 ρ_{ACI} → taxa volumétrica armadura transversal conforme exigido pela ACI 318-2011 baseado em f_{yh} ;
 f_{yh} → resistência da armadura transversal;
 P_e → pressão de confinamento

Entre as variáveis estudadas, a taxa volumétrica da armadura transversal e o seu espaçamento têm um efeito mais pronunciado sobre o comportamento das colunas confinadas do que os outros parâmetros, tais como a taxa de armadura longitudinal e o tipo de configuração da armadura transversal. O melhoramento em cada uma das variáveis consideradas é traduzido em melhorias na resistência e ductilidade.

Como armadura de confinamento, os resultados obtidos levaram a concluir que o uso de TAS melhora muito significativamente a resistência e ductilidade do concreto. São melhorias na resistência de cerca de 50 e 110% e melhorias na ductilidade de cerca de 4 a 10 vezes mais em relação ao concreto não confinado.

Tabela 2.2 – Resumo dos resultados (adaptada, (Tavio *et al.*, 2012))

Nº	ρ_s	ρ_s/ρ_{ACI}	P_{max} (kN)	P_{cmax} (kN)	ϵ_{pmax}	P_{cc}/P_{occ}	P_{max}/P_o	f_{cc}'/f_{co}'	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$	ϵ_{cc85}	$\epsilon_{cc85}/\epsilon_{co}$
1	0,0481	3,11	2070	1735	0,01085	1,87	1,47	1,87	0,01015	4,36	0,02079	8,94
2	0,0320	2,07	1820	1602	0,00414	1,72	1,29	1,69	0,00451	1,94	0,01181	5,08
3	0,0240	1,55	1747	1568	0,00430	1,69	1,24	1,68	0,00445	1,92	0,00801	3,44
4	0,0200	1,29	1600	1432	0,00623	1,54	1,13	1,54	0,00358	1,54	0,00816	3,51
5	0,0160	1,04	1537	1257	0,00545	1,35	1,09	1,35	0,00428	1,84	0,00767	3,30
6	0,0120	0,78	1483	1166	0,00359	1,25	1,05	1,25	0,00359	1,55	0,00622	2,68
7	0,0481	3,11	2402	1741	0,01616	1,87	1,48	1,87	0,01444	6,21	0,02125	9,14
8	0,0320	2,07	2148	1611	0,00851	1,73	1,32	1,64	0,00498	2,14	0,01266	5,44
9	0,0200	1,29	1901	1398	0,00695	1,50	1,17	1,50	0,00407	1,75	0,00874	3,76
10	0,0479	3,08	2241	1876	0,01464	2,04	1,59	2,04	0,01403	6,03	0,02106	9,06
11	0,0319	2,05	1855	1538	0,00975	1,67	1,31	1,67	0,00738	3,17	0,01459	6,28
12	0,0239	1,54	1667	1349	0,00854	1,47	1,18	1,47	0,00808	3,47	0,01339	5,76
13	0,0199	1,28	1641	1538	0,00549	1,48	1,16	1,47	0,00549	2,36	0,01027	4,42
14	0,0160	1,03	1588	1319	0,00506	1,44	1,13	1,44	0,00465	2,00	0,00700	3,01
15	0,0120	0,77	1357	1229	0,00444	1,34	0,96	1,34	0,00415	1,78	0,00645	2,77
16	0,0479	3,08	2317	1926	0,01490	2,10	1,49	2,10	0,01490	6,41	0,02270	9,76
17	0,0319	2,05	1999	1594	0,01133	1,74	1,29	1,74	0,00965	4,15	0,01627	7,00
18	0,0199	1,28	1836	1446	0,00427	1,57	1,18	1,57	0,00427	1,83	0,01045	4,49
19	0,0469	2,90	1726	1443	0,00809	1,50	1,22	1,46	0,00673	2,89	0,01531	6,59
20	0,0313	1,94	1651	1380	0,00556	1,43	1,17	1,43	0,00390	1,68	0,00885	3,81
21	0,0469	2,90	2266	1495	0,01568	1,55	1,39	1,55	0,01614	6,94	0,02704	11,63
22	0,0313	1,94	2018	1592	0,00468	1,65	1,24	1,51	0,00634	2,73	0,01070	4,60
23	-	-	1218	1218	0,00233	1,02	1,02	1,00	0,00233	1,00	-	-

Onde: P_{cc} → carga resistida pelo núcleo de concreto confinado;

P_{oc} → carga teórica da área total da seção transversal de concreto;

P_{occ} → carga teórica da área do núcleo de concreto confinado;

$P_{máx}$ → carga máxima experimental;

P_o → carga teórica calculada conforme a ACI 318-2011;

ϵ_{pmax} → deformação na carga máxima;

ρ_s → taxa volumétrica armadura longitudinal;

ρ_{ACI} → taxa volumétrica armadura transversal ACI 318-2011;

f_{cc}' → resistência do concreto confinado;

f_{co}' → força no concreto não confinado;

ϵ_{cc} → deformação no pico do concreto confinado;

ϵ_{co} → deformação correspondente a $f_{c'}$;

ϵ_{cc85} → deformação em $0,85 f_{c'}$; onde $f_{c'}$ é a resistência do concreto obtida pelos corpos de provas cilíndricos;

P_{cmax} → carga máxima no primeiro pico.

Para a mesma taxa volumétrica de armadura transversal e a mesma configuração dos estribos de quatro barras, o uso de TAS, quando trabalhados com estribos convencionais, proporcionou maior resistência e ductilidade. As colunas de estribos convencionais, no entanto, apresentaram maior ductilidade residual em níveis de deformação mais elevados do que as colunas armadas com TAS. As configurações de nove células produziram maior resistência e deformabilidade do que as configurações de quatro células.

Conclui-se que a ductilidade aumenta com aumento na $\rho_s f_{yh}/f'_c$ para uma dada configuração de TAS. A maior ductilidade é obtida a partir das colunas com uma taxa volumétrica de TAS superior a 4,5%. A relação de ductilidade P_{cc85}/P_{co} de tais colunas é superior a 8. A mínima relação de deformação para qualquer das amostras armadas com TAS foi de 2,68.

2.1.2.2 J.C.M. Ho *et al* (2010)

J.C.M. Ho et al., (2010) estudaram a eficácia do confinamento de colunas de concreto de alta resistência na melhoria da ductilidade. O método utilizado na pesquisa foi a análise não linear da curva de momento vs. deformação.

A investigação sobre o efeito de armadura confinante das colunas revelou que a adição desta pode melhorar significativamente a ductilidade para a flexão de colunas, independentemente da resistência do concreto. De igual modo, os estudos experimentais sobre o efeito do confinamento em forma de armadura confinante - tubo de aço e de RFP (Reforço em Fibra de Polímero) em vigas de Concreto de Resistência Normal (CRN) e Concreto de Alta Resistência (CAR) - demonstraram que a adição de confinamento pode melhorar consideravelmente a ductilidade para a flexão de ambas as colunas. De alguma forma, a adição de confinamento é geralmente menos eficaz em colunas CAR do que em colunas CRN.

Isto implica, na verdade, o seguinte: as colunas CAR podem necessitar de mais confinamento para manter, em certo nível de segurança estrutural, a

ductilidade para a flexão. No entanto, embora este fenômeno tenha sido observado experimentalmente, houve poucos estudos teóricos sobre a forma de avaliar o efeito da pressão confinante na ductilidade à flexão das colunas CAR.

Os parâmetros levados em consideração na pesquisa foram: o efeito da pressão confinante e a tensão na armadura de confinamento. Os pesquisadores utilizaram duas fórmulas, por um lado, para a avaliação direta da ductilidade à flexão de colunas com falhas de resistência à compressão, que, neste caso, foram estendidas para incorporar o efeito da pressão confinante, e, por outro lado, para uma comparação com os resultados experimentais disponíveis de outros pesquisadores, a fim de verificar a aplicabilidade das fórmulas.

O modelo constitutivo para o concreto confinado, desenvolvido por Attard e Setunge (1996), foi comparado com a curva “tensão vs. deformação” obtida por outros investigadores, sendo esta última adotada na análise da curva “momento vs. deformação”. A curva “tensão vs. deformação” do modelo constitutivo é ilustrada na Figura 2.6, sob diferentes pressões de confinamento.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{A \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right) + B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2}{1 + (A - 2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right) + (B + 1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2} \quad \text{eq. 2.4}$$

Em qualquer ponto da curva de tensão-deformação, no qual σ_c e ε_c são tensão de compressão e deformação, f_o e ε_o são, respectivamente, a tensão de compressão e a deformação no pico da curva tensão vs. deformação. A e B, no caso, são os coeficientes dependentes do tipo de concreto. Levando-se em conta o efeito confinante, os valores de f_o e ε_o foram obtidos considerando as Equações 5, 6 e 7, apresentadas a seguir:

$$f_o = f_{co} \left(1 + \frac{f_r}{0,56\sqrt{f_{co}}} \right)^k \quad \text{eq. 2.5}$$

$$\varepsilon_o = \left(\frac{411f_{co}^{0,75}}{E_c} \right) \left[1 + (17 - 0,06f_{co}) \frac{f_r}{f_{co}} \right] \quad \text{eq. 2.6}$$

$$k = 1,25 \left(1 + 0,062 \frac{f_r}{f_{co}} \right) f_{co}^{-0,21} \quad \text{eq. 2.7}$$

Assim, portanto, onde f_{co} é a tensão de pico do concreto não confinado (a resistência do concreto uniaxial), f_r é a tensão confinante e E_c , o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto. Nota-se, então, que f_{co} pode ser determinada a partir do respectivo cubo ou cilindro de concreto, utilizando, dessa forma, fatores de conversão apropriados para CRN e CAR.

Dois conjuntos de valores de A e B são utilizados para definir a forma da curva de tensão vs. deformação, as quais são dadas como se segue:

Para o ramo ascendente, onde $\varepsilon_c \leq \varepsilon_o$

$$A = \frac{E_c \varepsilon_c}{f_o} \quad \text{eq. 2.8}$$

$$B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} - 1 \quad \text{eq. 2.9}$$

Para o ramo descendente, onde $\varepsilon_c > \varepsilon_o$

$$A = \left(\frac{\varepsilon_j - \varepsilon_i}{\varepsilon_o} \right) \left[\frac{\varepsilon_j f_i}{\varepsilon_i (f_o - f_i)} - \frac{4 \varepsilon_i f_i}{\varepsilon_j (f_o - f_j)} \right] \quad \text{eq. 2.10}$$

$$B = (\varepsilon_i - \varepsilon_j) \left[\frac{f_i}{\varepsilon_i (f_o - f_i)} - \frac{4 f_i}{\varepsilon_j (f_o - f_j)} \right] \quad \text{eq. 2.11}$$

Onde ε_i seja a tensão no ponto de inflexão sobre o ramo descendente da curva de tensão vs. deformação, $\varepsilon_j = \varepsilon_i + (\varepsilon_c - \varepsilon_i)$, e f_i e f_j serão as tensões correspondentes a ε_i e ε_j , respectivamente.

$$\varepsilon_i = \varepsilon_o \left[2 + \frac{2,5 - 0,3 \ln(f_{co}) - 1}{1 + 1,12 (f_r / f_{co})^{0,57}} \right] \quad \text{eq. 2.12}$$

$$f_i = f_o \left[1 + \frac{1,41 - 0,17 \ln(f_{co}) - 1}{1 + 5,06 (f_r / f_{co})^{0,57}} \right] \quad \text{eq. 2.13}$$

$$f_j = f_o \left[1 + \frac{1,45 - 0,25 \ln(f_{co}) - 1}{1 + 6,35 (f_r / f_{co})^{0,57}} \right] \quad \text{eq. 2.14}$$

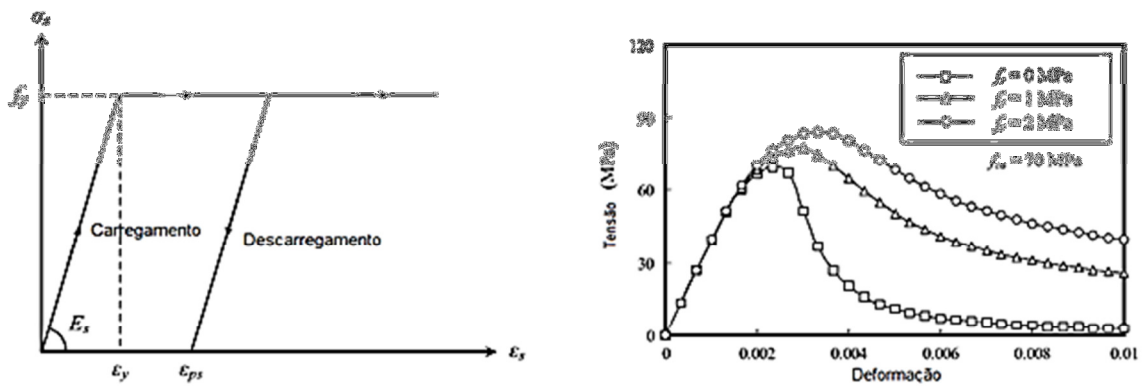


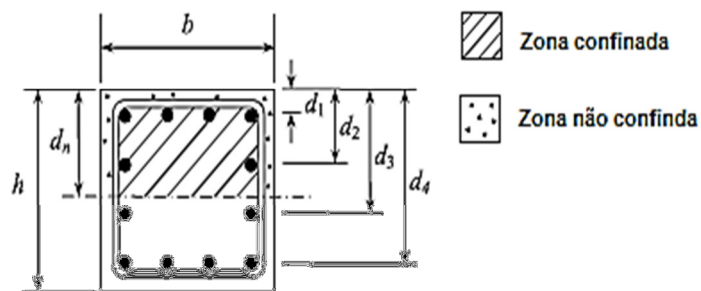
Figura 2.6 – Curva Tensão vs. de formação do concreto e do aço (J.C.M. Ho *et al*, 2010).

Cinco hipóteses básicas foram feitas na análise:

- seções planas continuam planas depois de flexão;
- a resistência à tração do concreto é desconsiderada;
- não há deslizamento relativo entre o concreto e a armadura;
- o núcleo de concreto é limitado, enquanto a cobertura do concreto não está confinado.

A pressão confinante fornecida ao núcleo de concreto por confinamento é assumida a ser constante em toda a zona de compressão do concreto.

As colunas analisadas possuíam as seguintes dimensões: (500 x 500) mm², (1000 x 1000) mm² e (1500 x 1500) mm². Suas seções são mostradas na Figura 2.7. A Figura 2.8 mostra o efeito da dependência da trajetória da tensão na armadura. A partir da figura, observa-se que, embora a tensão de confinamento seja relativamente baixa, o efeito de dependência da trajetória da tensão não é visível, porque a deformação, na verdade, ocorre antes que o aço atinja o limite de escoamento. Quando a tensão de confinamento é relativamente elevada, o efeito de dependência da trajetória da tensão é bastante significativo, pois a tensão de recuperação só ocorre depois que o aço escoar. Assim, em níveis mais altos de tensão confinante, o efeito de dependência da trajetória da tensão é geralmente maior. Isto pode ser explicado pelo fato de uma pressão de restrição mais elevada poder aumentar consideravelmente a resistência e a ductilidade do núcleo de concreto, e, com isso, levar ao desenvolvimento de tensões mais elevadas no aço, antes que ocorra a recuperação da deformação. Por conseguinte, é importante ter em conta a dependência da trajetória da tensão da armadura, em especial quando a seção da coluna é confinada.



Propriedades da seção

$$b = h = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{co} = 40 \text{ a } 100 \text{ MPa}$$

$$A_g = bh = 1.0 \text{ m}^2$$

$$f_y = 460 \text{ MPa}$$

$$d_1 = 80 \text{ mm}$$

$$f_r = 0 \text{ a } 4 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 360 \text{ mm}$$

$$P/A_g f_{co} = 0.1 \text{ a } 0.6$$

$$d_3 = 640 \text{ mm}$$

$$\rho = A_s/A_g = 1 \text{ a } 6\%$$

$$d_4 = 920 \text{ mm}$$

Figura 2.7- Seção da coluna analisada (Ho *et al*, 2010).

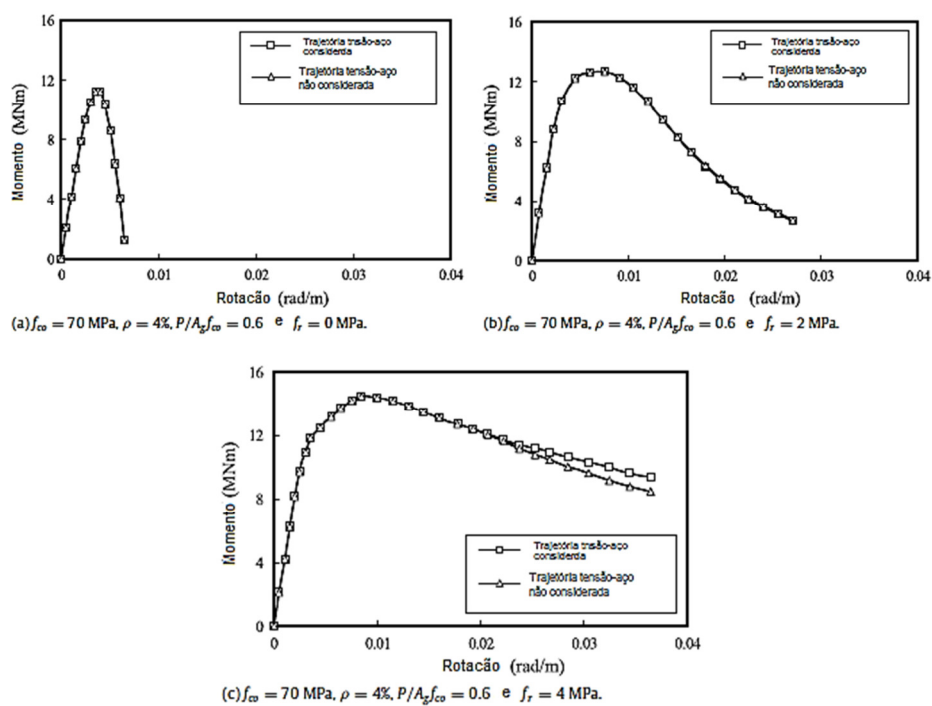


Figura 2.8 – Efeito da dependência da trajetória da tensão da armadura (Ho *et al*, 2010).

Estão listados na Tabela 2.3 os níveis de carga axial balanceados e avaliados para as seções da coluna com resistência do concreto f_{co} , que variou de 40 MPa a 100 MPa, com uma taxa de armadura longitudinal, variando de 2% a 6%, e pressão confinante f_r , variando de 0 MPa a 4 MPa.

A partir da Tabela 2.3, nota-se que a carga axial balanceada, resistida pelo concreto, aumenta conforme aumenta a pressão de confinamento. Isto porque, quando a seção da coluna é submetida a uma pressão de confinamento mais elevada, a resistência do concreto (f_o) aumenta. Observa-se, também, que, para uma pressão confinante fixa (f_r), o nível de carga axial balanceada diminui à medida que a resistência do concreto uniaxial (f_{co}) aumenta. Isto acontece, porque há uma maior resistência do concreto; ou seja, o ramo descendente da curva de tensão vs. deformação do concreto é menor (menos dúctil) e o aumento da resistência do concreto (f_o), devido à menor pressão de confinamento fornecida, conduz a um nível inferior a carga axial que, sem dúvida, provoca uma falha balanceada.

Por outro lado, é evidente que o nível de carga axial balanceada não é sensível à taxa de armadura longitudinal, exceto em níveis relativamente baixos de resistência do concreto (f_{co}) $\leq$ 50 MPa. Assim, para manter a simplicidade, o efeito da taxa de armadura longitudinal sobre o nível de carga axial balanceada pode ser ignorado e um único valor de nível de carga axial balanceada pode ser adotado para cada combinação de resistência do concreto e da pressão confinante.

As áreas de aço balanceadas são expressas como uma porcentagem da área bruta do concreto, e, para diferentes combinações de resistência do concreto e de pressão confinante, estão listadas na Tabela 3.4. Mostra-se que os níveis de carga axial balanceada e avaliada diretamente são aproximadamente iguais aos valores obtidos e avaliados pela análise da curva momento vs. curvatura.

Para simplificar a avaliação do nível da carga axial balanceada, propôs-se ignorar o efeito da armadura longitudinal e, com apenas a resistência do concreto e da pressão confinante, obter uma nova fórmula para a avaliação direta do nível de carga axial balanceada. Correlacionaram-se, também, os níveis de carga axial

balanceada, rigorosamente avaliada para a resistência do concreto e da pressão confinante.

Para verificar a aplicabilidade do programa analítico, derivou-se a curva momento vs. curvatura da seção da coluna de concreto. Neste sentido, algumas seções da coluna de concreto, previamente ensaiadas pelos autores, foram reavaliadas utilizando um programa analítico. Os seus resultados foram comparados com os dados experimentais obtidos. A partir da comparação, ficou evidente que a curva analítica quase coincide com as curvas experimentais no ramo ascendente. No entanto, as curvas analíticas geralmente subestimam o momento de pós-pico na curva momento vs. curvatura das colunas.

A ductilidade à flexão de uma seção de coluna pode ser expressa em termos de um fator de ductilidade de curvatura μ (ver Equação 2.15), definida por Park e Paulay (1975), como:

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad \text{eq. 2.15}$$

Foi conduzido um estudo paramétrico sobre os efeitos de diversos fatores, inclusive o de ductilidade de curvatura - a seção da coluna analisada e mostrada na Figura 2.7. Ela representa uma seção típica de colunas quadradas, com armadura longitudinal, colocada em torno de seus perímetros.

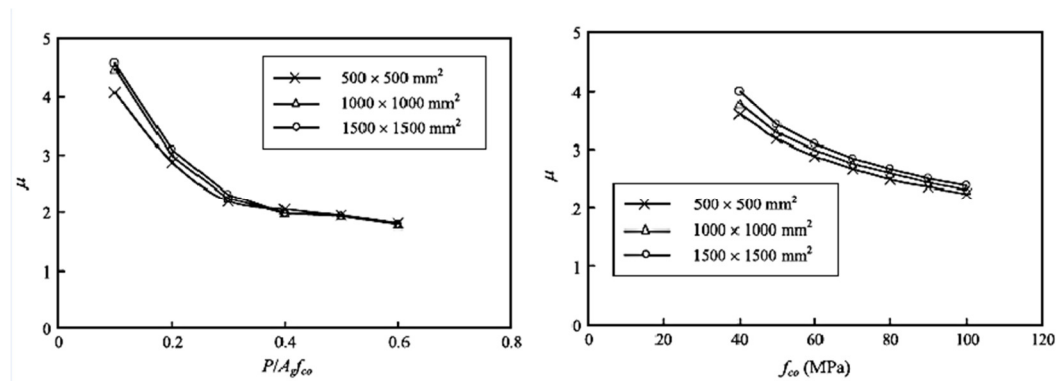
Os fatores de ductilidade obtidos para estas seções são mostrados na Figura 2.9 (a) para diversos níveis de carga axial e a Figura 2.9 (b), para diferentes dosagens de concreto.

Tabela 2.3 – Nível de carga axial balanceada (adaptada, Ho *et al.*, 2010)

f_r (MPa)	f_{co} (MPa)	Nível carga axial balanceada ($P/A_g f_{co}$) _b			
		$\rho = 2\%$	$\rho = 4\%$	$\rho = 6\%$	Valor adotado
0					
	40	0,44	0,47	0,52	0,48
	50	0,41	0,42	0,45	0,43
	60	0,39	0,40	0,42	0,40
	70	0,37	0,38	0,38	0,38
	80	0,36	0,36	0,37	0,36
	90	0,34	0,35	0,35	0,35
	100	0,33	0,34	0,34	0,34
1	40	0,64	0,69	0,75	0,69
	50	0,58	0,62	0,67	0,63
	60	0,53	0,57	0,61	0,57
	70	0,50	0,53	0,56	0,53
	80	0,47	0,50	0,52	0,50
	90	0,45	0,46	0,49	0,47
	100	0,43	0,44	0,46	0,44
2	40	0,76	0,81	0,87	0,81
	50	0,68	0,72	0,77	0,73
	60	0,62	0,66	0,70	0,66
	70	0,58	0,61	0,65	0,61
	80	0,54	0,57	0,60	0,57
	90	0,51	0,54	0,56	0,54
	100	0,49	0,51	0,53	0,51
3	40	0,86	0,92	0,98	0,92
	50	0,77	0,82	0,87	0,82
	60	0,70	0,74	0,78	0,74
	70	0,65	0,68	0,72	0,68
	80	0,61	0,64	0,66	0,64
	90	0,57	0,60	0,62	0,60
	100	0,54	0,56	0,59	0,56
4	40	1,02	1,02	1,02	1,02
	50	0,86	0,89	0,95	0,90
	60	0,78	0,82	0,85	0,82
	70	0,72	0,75	0,78	0,75
	80	0,67	0,70	0,72	0,70
	90	0,62	0,65	0,68	0,65
	100	0,59	0,61	0,63	0,61

Tabela 2.4 – Nível de carga axial balanceada (adaptada, Ho et al., 2010)

f_{co} (MPa)	Área de aço balanceada A_{sb} com área de concreto bruto A_g (%)				
	$f_r = 0$ MPa	$f_r = 1$ MPa	$f_r = 2$ MPa	$f_r = 3$ MPa	$f_r = 4$ MPa
40	3,62	4,57	5,35	6,02	6,71
50	4,29	5,28	6,09	6,80	7,48
60	4,93	5,94	6,77	7,51	8,25
70	5,54	6,57	7,42	8,19	8,89
80	6,12	7,16	8,01	8,79	9,51
90	6,66	7,71	8,57	9,35	10,09
100	7,19	8,22	9,07	9,86	10,61

(a) $f_{co} = 60$ MPa e $f_r = 0$ MPa(b) $P/A_g f_{co} = 0.2$ MPa e $f_r = 0$ MPa**Figura 2.9 – Efeito das dimensões no fator da ductilidade (J.C.M. Ho et al., 2010).**

A partir do que acima foi exposto, torna-se evidente que a eficácia da adição de confinamento para melhorar a ductilidade à flexão das colunas é muito dependente da resistência do concreto e do nível de carga axial e, apenas, ligeiramente dependente da taxa de armadura longitudinal. Para estudar a forma como a resistência do concreto, o nível de carga axial e a taxa de armadura longitudinal afetam a efetividade da pressão de confinamento, são mostrados o coeficiente diferencial vs. resistência do concreto, o nível de carga axial e a taxa de armadura longitudinal na Figura 2.10.

A partir da Figura 2.10 (a), observa-se que o coeficiente diferencial diminui rapidamente, à medida que a resistência do concreto f_{co} aumenta até atingir um valor constante em $f_{co} \geq 80$ MPa. Isto indica que o aumento da ductilidade de flexão, por unidade de aumento na pressão de confinamento, é sempre menor para maior resistência do concreto e, por conseguinte, que a adição de confinamento para melhorar a ductilidade à flexão é geralmente menos eficaz em colunas CAR. A partir da Figura 2.10 (b), observa-se que o coeficiente diferencial também diminui rapidamente, à medida que o nível de carga axial aumenta até atingir um valor constante em $P = A_g f_{co} \geq 0,04$. Assim, verifica-se que a adição de confinamento para melhorar a ductilidade à flexão é geralmente mais difícil nas colunas muito carregadas. Juntando tudo, é evidente que a manutenção da ductilidade à flexão de colunas de CAR é particularmente difícil e pode exigir uma grande quantidade de armadura de confinamento, se não se impuser limite superior à resistência do concreto ou ao nível da carga axial.

Por outro lado, a Figura 2.10 (c) mostra que o coeficiente diferencial aumenta ligeiramente com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Assim, a adição de mais armadura longitudinal tem um pequeno efeito benéfico no aumento da ductilidade de flexão por unidade de pressão confinante.

Os estudos paramétricos revelaram que os principais fatores que afetam o comportamento à flexão e ductilidade de colunas são a resistência do concreto, o nível de carga axial, a pressão confinante e a taxa de armadura longitudinal. Assim, quando se avalia a ductilidade à flexão das colunas, todos estes fatores devem ser considerados. No entanto, uma vez que os efeitos desses fatores dependem do tipo de ruptura, na falta de tração axial nas colunas ocorre uma ruptura por compressão, precisando ser tratada separadamente. Para este efeito, o modo de ruptura pode ser determinado como falha de tração, quando o nível de carga axial for menor do que o nível de carga axial balanceada, ou, ainda, como ruptura por compressão, quando o nível de carga axial for maior que o nível de carga axial balanceada.

Constataram, também, que o efeito da dependência do caminho das trações é geralmente maior em colunas confinadas do que nas não confinadas. Assim, a dependência da trajetória da tração deve ser considerada quando se

analisa colunas confinadas. Verificou-se, então, que, à medida que aumenta a pressão de confinamento, tanto a taxa de armadura balanceada como o nível de carga axial balanceada aumentam também, desencadeando uma elevação significativa de ductilidade à flexão da coluna confinada.

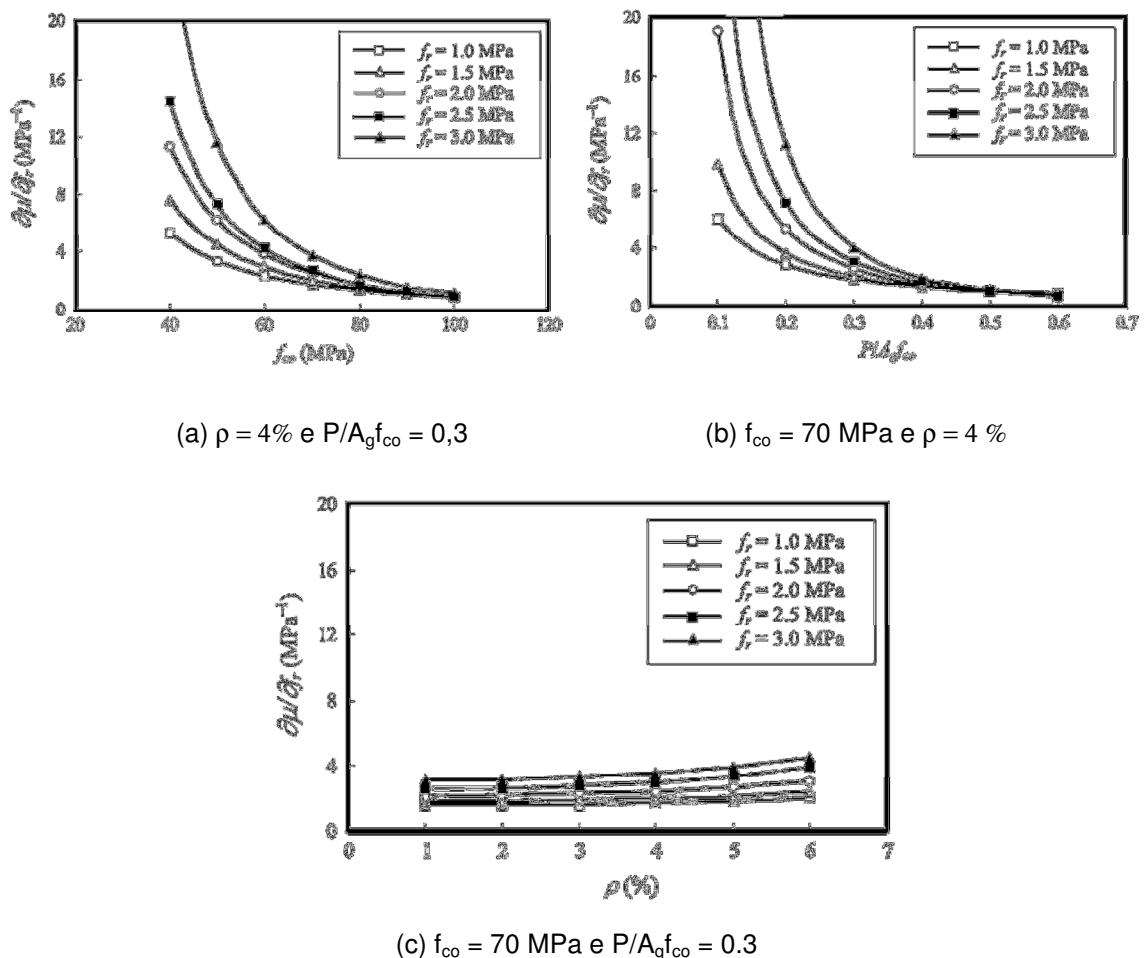


Figura 2.10 – Efeitos da resistência do concreto, do nível de carga axial e taxa de aço longitudinal na ductilidade (Ho *et al.*, 2010).

A partir dos resultados teóricos obtidos, pode-se concluir que, embora a adição de tensão confinante seja geralmente eficaz em melhorar a ductilidade à flexão, a sua eficácia decresce rapidamente, à medida que aumenta a resistência do concreto ou o nível de carga axial. Relativamente, a armadura longitudinal tem apenas um pequeno efeito benéfico na ductilidade à flexão.

Por último, uma fórmula: a Equação 2.16, desenvolvida para a avaliação direta do nível de carga axial balanceada. Duas formulações: Equações 2.17;

2.18; 2.19; 2.20 e 2.21, desenvolvidas para a avaliação direta dos fatores de ductilidade das colunas confinadas. As três foram verificadas pelos valores rigorosamente avaliados e pela análise não linear da curva momento vs. curvatura. Além disso, para a avaliação direta dos fatores de curva de ductilidade, as duas fórmulas foram ainda verificadas por comparação com os resultados experimentais.

$$(P/A_g f_{co})_b = 3.1 f_{co}^{-0,5} (1 + 2f_r)^{0,3} \quad \text{eq. 2.16}$$

$$\mu = 10,7 \left(\frac{P + A_{st} f_y - A_{sc} f_y}{A_{sb} f_y} \right)^{F(f_r/f_{co})} (f_{co})^{-0,45} G(f_r/f_{co}) \quad \text{eq. 2.17}$$

$$F(f_r/f_{co}) = -1,25[1 + 5(f_r/f_{co})] \quad \text{eq. 2.18}$$

$$G(f_r/f_{co}) = 1 + 2,5(f_r/\sqrt{f_{co}}) \quad \text{eq.2.19}$$

$$\mu = 14,0 \left(\frac{P/A_g f_{co}}{(P/A_g f_{co})_b} \right)^{-0,45} (f_{co})^{-0,45} H(f_r/f_{co}) \quad \text{eq. 2.20}$$

$$H(f_r/f_{co}) = 1 + 30(f_r/f_{co}) \quad \text{eq. 2.21}$$

2.1.2.3 Pimthaweeapol (2007)

Pimthaweeapol (2007) realizou pesquisas em colunas de concreto confinadas com armadura transversal em tela de aço soldada. Foram ensaiadas

18 colunas de diferentes parâmetros de confinamento. Após passarem pelo pico, elas foram submetidas a uma força de compressão centrada em velocidade lenta, até chegarem à mínima força resistente por elas. O objetivo do pesquisador foi comparar os valores teóricos e o comportamento do confinamento das colunas de armadura transversal, em tela de aço soldada em vários arranjos com os de armadura transversal usual e os sem armadura.

Os parâmetros variados foram à taxa volumétrica de armadura transversal, o espaçamento da armadura transversal e longitudinal e modelos diferentes de armaduras transversais. Manteve-se o mesmo diâmetro para as armaduras transversais e longitudinais.

As colunas podem ser assim descritas: concreto de 32 Mpa, resistência à compressão aos 28 dias, dimensões 150x150x750 mm, espaçamento da armadura transversal adotado de 75 e 100 mm, e diâmetro de 6 mm, armadura longitudinal de 12 mm. Ver na figura 2.11 e 2.12 a configuração das armaduras das colunas ensaiadas. Na tabela 2.5, o detalhamento de cada coluna.

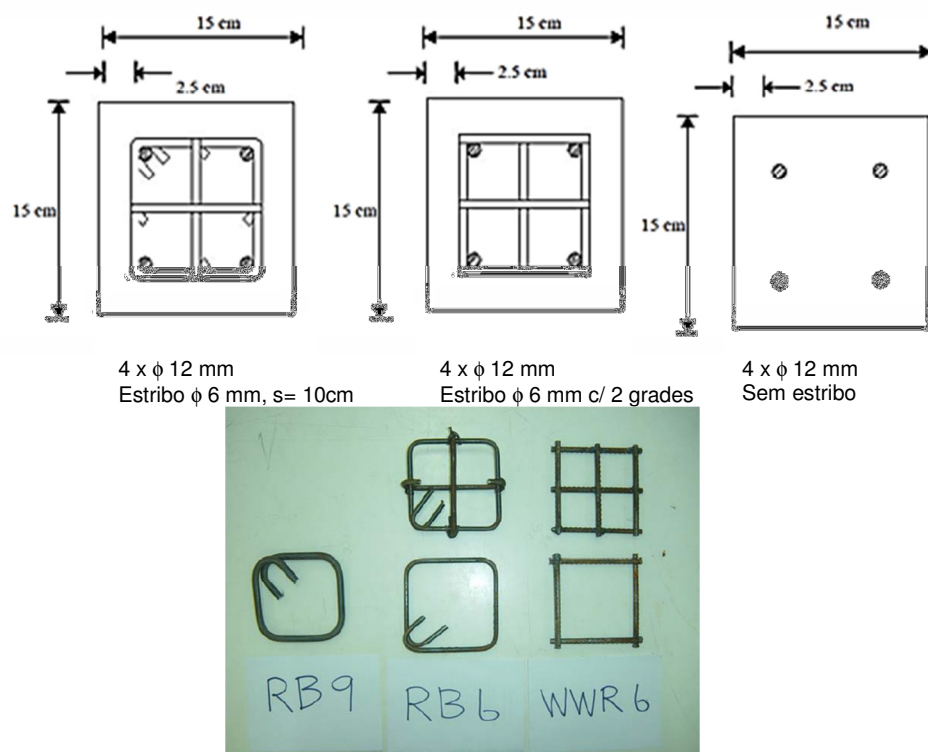


Figura 2.11 – Configuração transversal das colunas ensaiadas.

Tabela 2.5 - Detalhamento das colunas ensaiadas. (Pimthaweeapol, 2007)

Tipo de coluna	Tipo de armadura transversal	Número de grades	Espaçamento transversal (cm)	Nº de Colunas
RB6(7,5)	RB6	2x2	7,5	3
RB6(10)	RB6	2x2	10	3
CDR6/2(7,5)	CDR6	2x2	7,5	3
CDR6/1(10)	CDR6	1x1	10	3
CDR6/2(10)	CDR6	2x2	10	3
sem estribo		-	-	3

Obs: RB6 - estribo comum com barra de 6 mm e 2 grades e CDR6/2 é estribo de tela de aço soldada com diâmetro de 6 mm e duas grades.

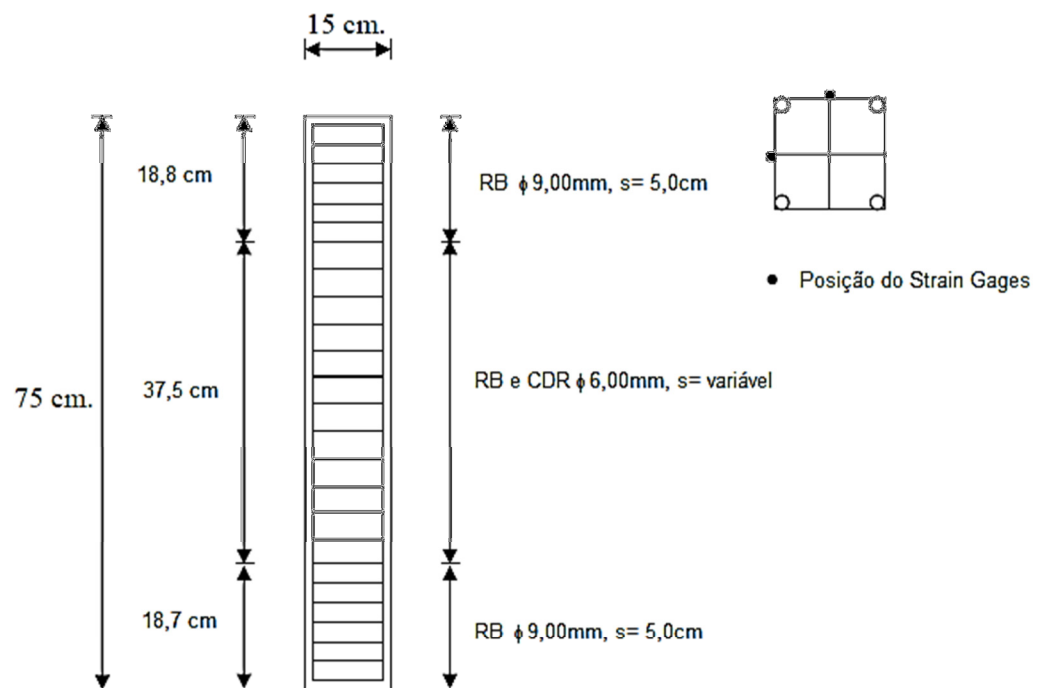


Figura 2.12 – Configuração longitudinal das colunas ensaiadas.

Para medir a deformação das armaduras, as colunas foram instrumentadas com *strain gages* e LVDTs, para as deformações do concreto. Uma placa de aço de 150mm x150mm x25 mm foi posta na extremidade das colunas junto com esferas para simular o apoio das colunas reais. A carga foi

aplicada lentamente a fim de observar em cada etapa o comportamento do concreto e foi feita próxima à carga mínima, após o atingir o pico.

A ductilidade das colunas foi dimensionada, conforme Mau (1998). Ele diz, primeiramente, que a capacidade de ductilidade pode ser mostrada pela proporção Δ_u/Δ_y e que Δ_u é a deformação de ruptura da coluna e Δ_y , a deformação de aço no pico da curva tensão vs. deformação. Os resultados da pesquisa podem ser vistos nas Tabelas 2.5 e 2.6.

Tabela 2.5 - Detalhamento das colunas ensaiadas. (Pimthaweeapol, 2007)

Tipo de coluna	Força de compressão (KN)			$P_{c(méd)}$ KN	Tensão média (MPa)
	Nº1	Nº2	Nº3		
RB6(7,5)	0,44	0,49	0,49	0,48	26,398
RB6(10)	0,43	0,48	0,44	0,45	24,926
CDR6/2(7,5)	0,51	0,42	0,44	0,46	25,515
CDR6/1(10)	0,47	0,52	0,61	0,54	27,870
CDR6/2(10)	0,58	0,63	0,54	0,58	32,385
sem estribo	0,63	0,63	0,63	0,63	35,034

Obs: $P_{c(méd)}$ é a media entre a força das três colunas de cada modelo.

Tabela 2.6 - Efeito do confinamento em relação à taxa de armadura transversal. (Pimthaweeapol, 2007)

Tipo de coluna	ρ_{sh} (%)	Força normalizada		Deformação		$\frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
		P_{ny}	P_{nu}	Δ_y	Δ_u	
RB6(7,5)	0,90	0,90	1,12	0,195	0,350	1,79
RB6(10)	0,90	0,89	1,05	0,210	0,380	1,81
CDR6/2(7,5)	0,68	0,92	1,06	0,180	0,290	1,61
CDR6/1(10)	0,45	0,73	0,88	0,210	0,330	1,57
CDR6/2(10)	0,68	0,90	1,01	0,220	0,360	1,64
sem estribo	-	-	0,79		0,24	

Obs: Δ_y é a deformação no pico; Δ_u é a última deformação medida; P_{ny} , a força no pico e P_{nu} , a força normalizada última. Para normalização das forças, elas foram divididas por P_c .

O pesquisador concluiu que, como ambas as armaduras transversais tiveram as forças próximas e que as duas técnicas de confinamento tem eficiência no ganho de resistência e ductilidade em colunas. Quanto menor o espaçamento

e maior o número de grades do estribo melhor será o confinamento e sua ductilidade; esta, por sua vez, será proporcional à taxa de armadura transversal.

2.1.2.4 Ramos & Giongo (2005)

Ramos e Giongo (2005) realizaram análises teóricas e experimentais do comportamento de pilares de concreto armado, submetidos à compressão centrada e moldados com concreto de resistência de 25MPa.

Os autores ensaiaram 16 modelos de pilares à compressão centrada, sendo que 4 (quatro) deles com seção transversal quadrada iguais a 200x200 mm e altura de 1200 mm, e os demais com seção transversal retangular de 150 x 300 mm e altura de 900 mm.

Foi usada uma máquina servo-controlada com capacidade de 2500 kN e velocidade de deslocamento do pistão controlada. Isto possibilitou a obtenção do pós-pico dos diagramas força vs. deformação dos pilares ensaiados. O sistema de aquisição de dados empregados foi o System 5000 da Measurements Group.

Um resumo das propriedades dos modelos ensaiados está apresentado na Tabela 2.7.

A identificação dos pilares seguiu o padrão abaixo:

PX-Y-Z

Onde;

P - identificação de pilar;

X – número relacionado ao modelo com mesma configuração da armadura transversal;

Y – diâmetro nominal das barras longitudinais e

Z – espaçamento da armadura transversal.

Os pilares tiveram concreto de resistência usual e abatimento de troco de 70 mm $\pm$ 5 mm.

As armaduras longitudinais com aço CA-50 tinham diâmetros nominais iguais a 10 mm e 12,5 mm. Foram adotados números de barras que resultaram em 0,8% e 1,6% de taxa geométrica de armadura longitudinal. Com isso, os valores adotados estiveram de acordo com os empregados nas edificações e os limites exigidos pela norma ABNT NBR 6118: 2014 foram respeitados.

As armaduras transversais foram de aço CA-60 e de diâmetro nominal de 5,0 mm ou 6,3 mm. Os espaçamentos foram os prescritos pela norma ABNT NBR 6118:2014; ou seja, de 15cm para diâmetro de 6,3 mm e 12 cm para os de 5,0 cm, em ambos os pilares. Porém, adotaram-se outros valores a fim de verificar a ductilidade dos pilares e a flambagem das barras longitudinais. Sendo assim, espaçamentos de 20 cm e 10 cm foram utilizados para seções quadradas e de 10 cm e 75 mm, para as retangulares.

A configuração das armaduras transversais respeitou o espaçamento máximo - permitido pela norma ABNT NBR 6118:2014 - entre as armaduras longitudinais dos pilares de seção retangular para a não utilização do estribo adicional. Porém, esses estribos foram colocados e instrumentados em alguns modelos para que fosse verificada sua influência em fenômenos como a ductilidade e a flambagem. Assim, foi utilizado estribo suplementar em forma de barra reta com gancho nas extremidades, ou então, a armadura transversal foi composta por dois estribos principais (ver Figura 2.13 e 2.14).

Tabela 2.7 – Propriedade dos modelos de Pilares. (Ramos e Giongo, 2005)

Modelo de Pilar	Mediadas da Seção (mmxmm)	Armadura Longitudinal			Armadura Transversal			Resistência do Concreto (MPa)
		Num. De Barras	Diâm. (mm)	Taxa Geom. (%)	Diâm. (mm)	Espaç. (mm)	Taxa Volum. (%)	
P1-10,0-120	200x200	4	10,0	0,79	5,0	120	0,27	23,7
P1-12,5-200			12,5	1,23	6,3	200	0,26	23,7
P1-12,5-150						150	0,34	27,1
P1-12,5-100						100	0,51	27,1
P2-10,0-120	150x300	6	10	1,05	5,0	120	0,28	22,3
P2-12,5-150			12,5	1,64	6,3	150	0,35	22,3
P2-12,5-100						100	0,52	23,3
P2-12,5-75						75	0,70	23,3
P3-10,0-120	150x300	6	10	1,05	5,0	120	0,32	26,1
P3-12,5-150			12,5	1,64	6,3	150	0,40	26,1
P3-12,5-100						100	0,60	22,8
P3-12,5-75						75	0,80	22,8
P4-10,0-120	150x300	6	10	1,05	5,0	120	0,36	22,1
P4-12,5-150			12,5	1,64	6,3	150	0,45	22,1
P4-12,5-100						100	0,68	22,5
P4-12,5-75						75	0,91	22,5

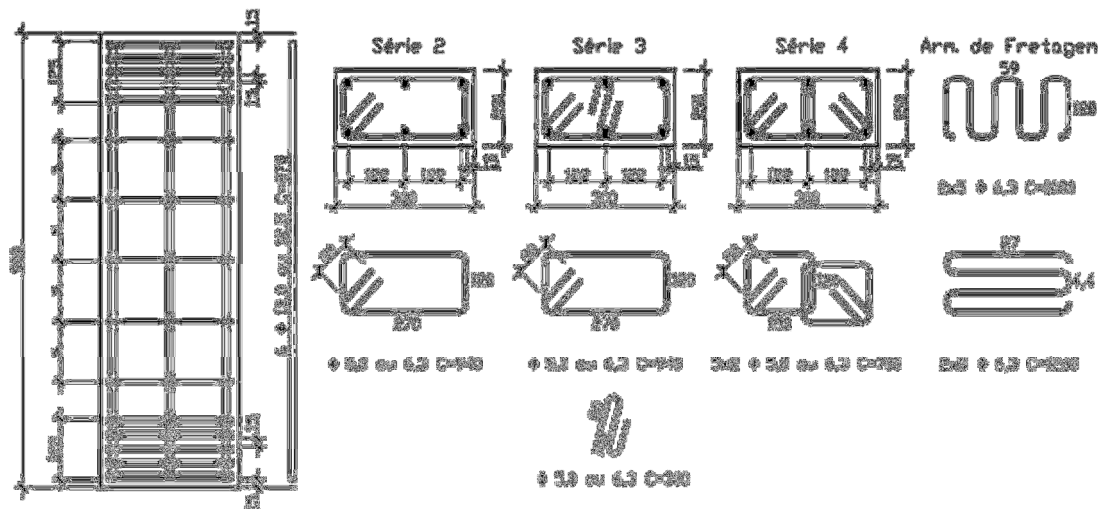


Figura 2.13 - Detalhamento dos pilares das Séries 2, 3 e 4, em mm (Ramos e Giongo, 2005).

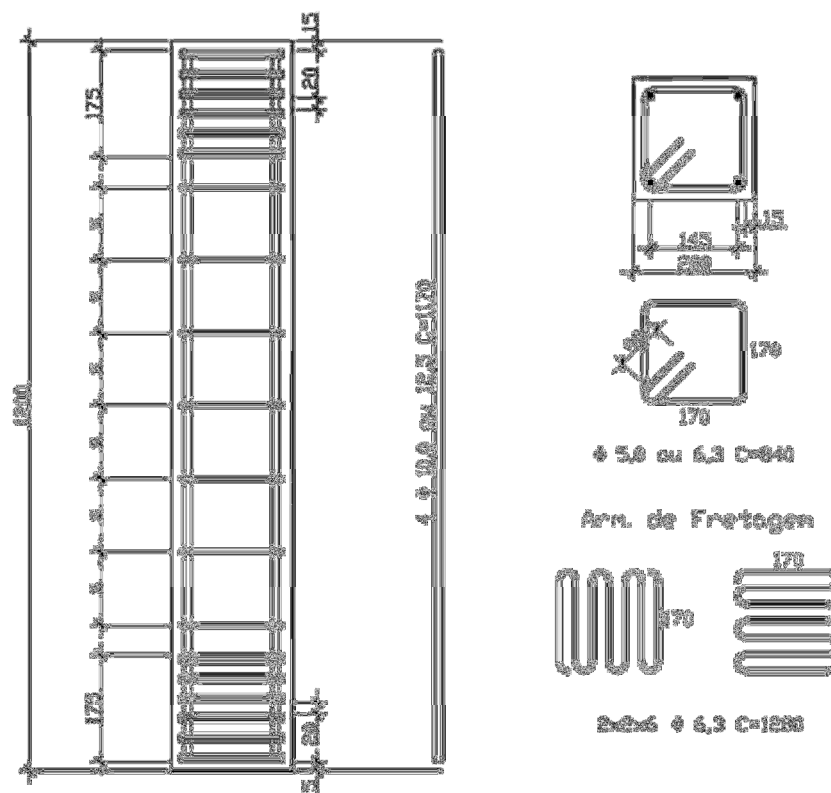


Figura 2.14 – Detalhamento dos pilares de Série 1, em mm (Ramos e Giongo, 2005).

As deformações foram medidas por extensômetros elétricos nas armaduras longitudinais e transversais, e no concreto. Defletômetros localizados nas faces do modelo mediram os deslocamentos. O detalhamento é mostrado na Figura 2.15.

Os quatro primeiros modelos ensaiados tiveram três velocidades adotadas de carregamento; porém, as duas últimas fizeram com que os ensaios ficassem muito lentos, levando-nos a adotar uma velocidade de 0,005 mm/s até a obtermos 80% da força última estimada e, a partir de então, 0,003 mm/s até o final. Devido a não obtenção de trechos significativos - descendentes dos diagramas força vs. deformação -, encerraram-se os ensaios nos demais pilares, em função de uma porcentagem da força de ruptura e os ensaios foram feitos até que a deformação longitudinal atingisse, no mínimo, três vezes o valor da registrada para a força de pico. Valor sugerido por Junior e Gionco (2001) não está referenciada.

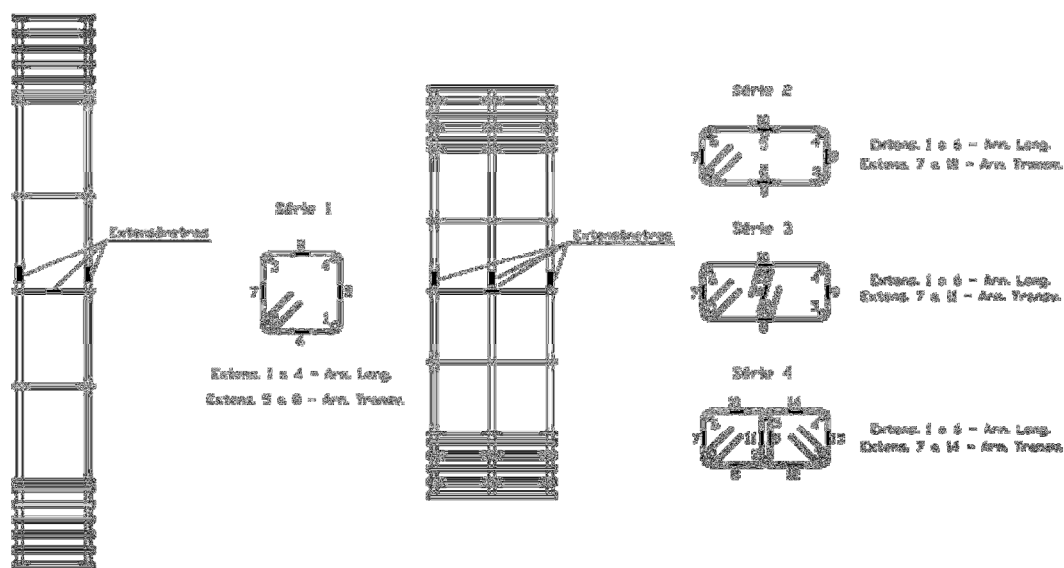


Figura 2.15 – Instrumentação empregada nas armaduras dos modelos (Ramos e Giongo, 2005).

Após análise dos resultados obtidos pelos ensaios, Ramos & Giongo (2005) concluíram:

- a utilização de armadura de fretagem como modo de evitar a ruptura prematura das cabeças dos pilares mostrou-se eficiente;
- as maiores excentricidades da força aplicada ocorreram na direção do eixo de maior inércia, exceto nos modelos em que foi forçado o contrário;
- a fissuração visível dos pilares ocorreu a partir de 90% de F_u ;
- o cobrimento separou-se do núcleo de concreto apenas no pós-pico;
- as capacidades resistentes teóricas forneceram valores muito próximos dos obtidos experimentalmente.

Suas conclusões nos levaram à dedução de que pilares de resistência usual e taxa de configuração semelhante as da pesquisa não formam núcleo resistente na fase de pré-pico. Semelhança entre a deformação média registrada e as da armadura longitudinal, durante a fase elástica, provou mais uma vez a

não formação de um núcleo resistente na fase de pré-pico e, portanto, a seção resistente é a seção transversal total, inclusive com o cobrimento;

Como efeito do confinamento foi observado um pequeno cintamento do concreto e, com isso, um expressivo aumento na ductilidade dos pilares. O ganho de ductilidade no pré-pico pareceu não depender tanto da taxa de armadura transversal, mas sim da redução da resistência do concreto. Na verdade, o ganho da ductilidade no pós-pico dependeu do aumento da taxa de armadura transversal e da redução da resistência do concreto. Sendo assim, os pilares quadrados tiveram um efeito de confinamento superior aos de seção retangular com taxa transversal maior.

Pela revisão bibliográfica, nota-se que confinamento é um tema muito estudado, principalmente em estruturas de concreto de alta resistência. A variedade de tipos de confinamentos é vasta, não só na questão do material como também nos modelos usados. O assunto é de suma importância e interessante, principalmente, para o meio da construção civil. Neste sentido, assiste-se a uma constante evolução dos projetos nesta área e um aprofundamento nos estudos das necessidades deste tema. Por isso, também, este tema despertou nosso interesse, contudo optamos por uma técnica nova de confinamento.

CAPÍTULO 3

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

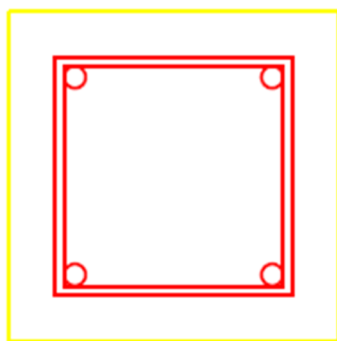
Neste capítulo serão apresentados os procedimentos experimentais realizados ao longo deste trabalho: a análise dos materiais utilizados; os modelos dos pilares; as propriedades mecânicas do concreto e das armaduras longitudinais e transversais; a dosagem do concreto; a previsão calculada da força última; por fim, a utilização da resistência encontrada nos ensaios dos corpos de provas.

Com o objetivo de avaliar o comportamento experimental de pilares curtos de concreto armado com armadura transversal em tela de aço soldada, foram feitos ensaios de pilares de concreto de resistência usual e alta, dos quais variaram as taxas e a configuração das armaduras transversais.

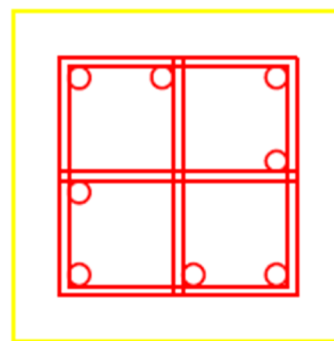
Os pilares receberam a nomenclatura no formato PY

Foram ensaiados trinta e seis pilares, divididos em três grupos: pilar de referência (PR), pilar com modelo I de estribo (P1) e pilar com modelo II (P2).

O primeiro grupo englobou pilares de referência de concreto de resistência normal e alta; o segundo grupo, pilares com o modelo I de armadura transversal (Figura 3.1 e 3.2) e o terceiro grupo, pilares com o modelo II (Figura 3.1 e 3.2). Todos os pilares tinham seção transversal quadrada e foram carregados com carga axial centrada.



a) Modelo I



b) Modelo II

Figura 3.1 – Modelos de estribos: a) Modelo I, b) Modelo II



a) Modelo I



b) Modelo II

Figura 3.2 – Armadura dos pilares: a) Modelo I, b) Modelo II

Os principais parâmetros analisados foram: a taxa de armadura transversal, a deformação do concreto e das armaduras longitudinal e transversal, a ductilidade e a resistência última dos pilares. As dimensões deles foram estabelecidas, levando em conta duas coisas: as dimensões das células das telas soldadas disponíveis no mercado e o fato do pilar ser curto.

A NBR 6118/2014 define que o comprimento de flambagem (l_e) dos modelos é igual à altura do mesmo.

O índice de esbeltes foi determinado pela Equação 3.1.

$$\gamma = \frac{l_e}{i} \quad \text{eq. 3.1}$$

No qual i é o raio de giração dos pilares, calculado pela Equação 3.2.

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \text{eq. 3.2}$$

E, portanto, h é a menor dimensão transversal do pilar.

O índice de esbeltez dos pilares é de 11,21, e, segundo a NBR 6118/2014, o pilar é considerado como curto.

3.2. Caracterização dos materiais

3.2.1. Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado na pesquisa foi areia natural do tipo quartzona, proveniente do rio Paraíba do Sul. A caracterização foi feita no Laboratório Geotécnica e Estruturas da UENF- RJ.

As caracterizações foram feitas conforme as normas NBR9776/1987 (Frasco de Chapman); NBR 7217/1987 e NBR 7251/1982.

O módulo de finura da areia foi de 2,47 e a massa específica de 2.609,00kg/m³.

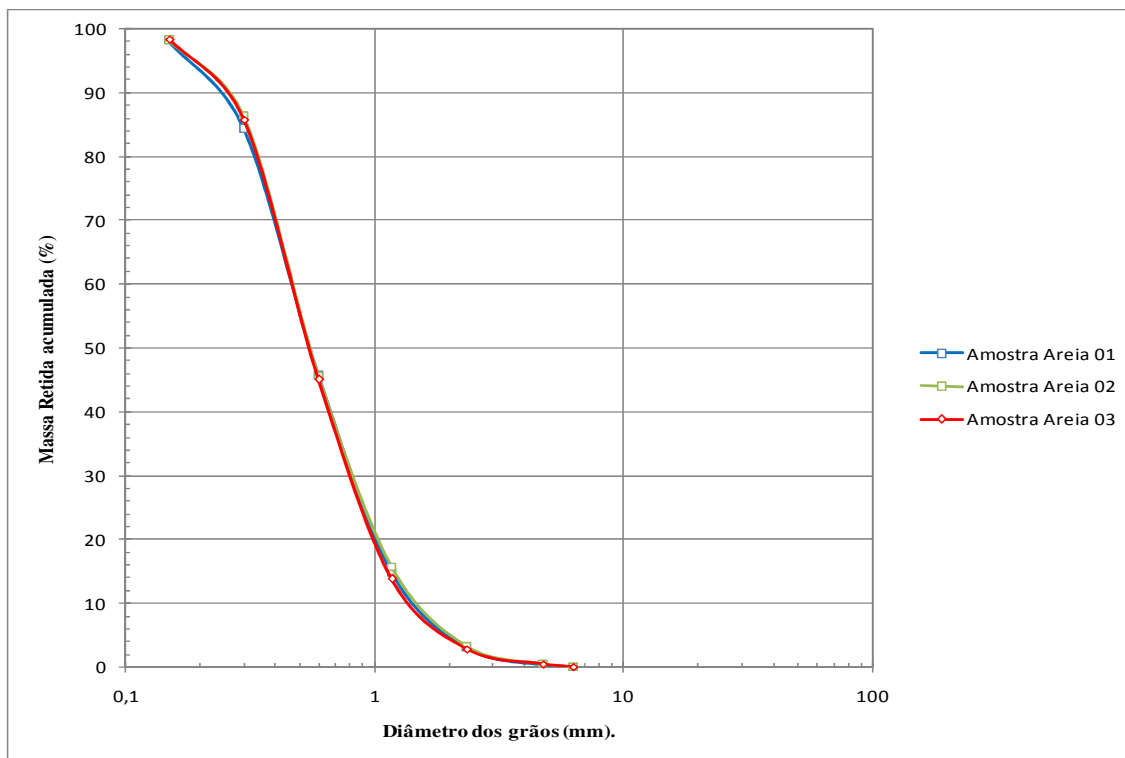


Figura 3.3– Curva Granulométrica da Areia.

3.2.2. Agregado Graúdo

O agregado graúdo é proveniente de britagem das pedreiras da região de Campos dos Goytacazes - RJ. As caracterizações foram feitas no Laboratório Geotécnia e Estruturas da UENF- RJ e conforme as normas NBR 9937/1987; NBR7217/1987 e NBR 7251/1982. O diâmetro máximo foi de 19 mm. A massa específica foi de 2600 Kg/m³. A massa unitária de 1.500 kg/m³.

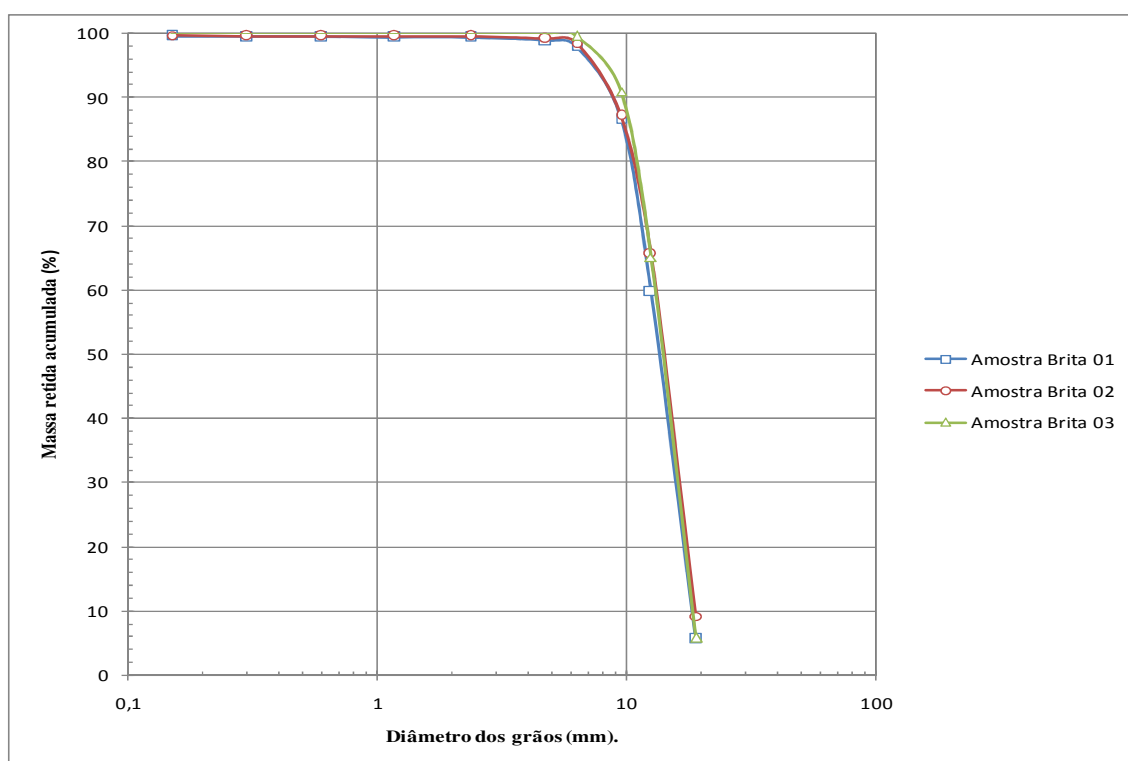


Figura 3.4 – Curva Granulométrica da Brita.

3.2.3. Armadura longitudinal e transversal

Foi usada a tela de 100 x 100 mm (modelo I) e, além das soldas já oriundas de fábrica, as telas de aço receberam soldas adicionais para confecção do modelo II (Figura 3.1b e 3.2b) de estribos.

Foi usado um diâmetro de 4,2 mm e 5,0 mm, por serem eles os mais utilizados em armadura transversal e, também, as menores dimensões encontradas. Como se sabe, a escolha das dimensões da malha influencia na resistência dos protótipos, uma vez que ela está relacionada à área de concreto da seção. Desse modo, optou-se pela menor área da malha disponível no mercado.

A armadura longitudinal foi composta por barras de diâmetro nominal de 10,0 mm de categoria CA-50 da GERDAU e o número adotado delas resultou da geometria dos modelos.

As amostras dos aços empregadas foram ensaiadas à tração, conforme a norma da ABNT NBR-6152 (1980), no Laboratório de Estrutura da UENF- RJ. Foram utilizados dois corpos de provas para as barras de diâmetros 4,2 mm e 5,0 mm, e uma, para o diâmetro 10,0 mm (Figura 3.7).

Para aquisição da deformação ao longo do ensaio, barras foram instrumentadas com *strain gage*. A Figura 3.5 e a 3.8 apresentam a instrumentação, o ensaio e o gráfico tensão vs. deformação das barras ensaiadas.



Figura 3.5– Ensaio das armaduras

A Tabela 3.1 apresenta as propriedades físicas e mecânicas das barras ensaiadas.

Tabela 3.1 – Propriedades físicas e mecânicas das armaduras

Aço	Área (mm ²)	ϕ (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
CA - 60- 4,2	13,85	4,2	840,0	844,0
CA - 60- 5,0	19,62	5,0	735,0	747,0
CA - 50- 10,0	78,54	10,0	590,0	659,9

ϕ = diâmetro da barra; f_y tensão de escoamento e f_u tensão última.

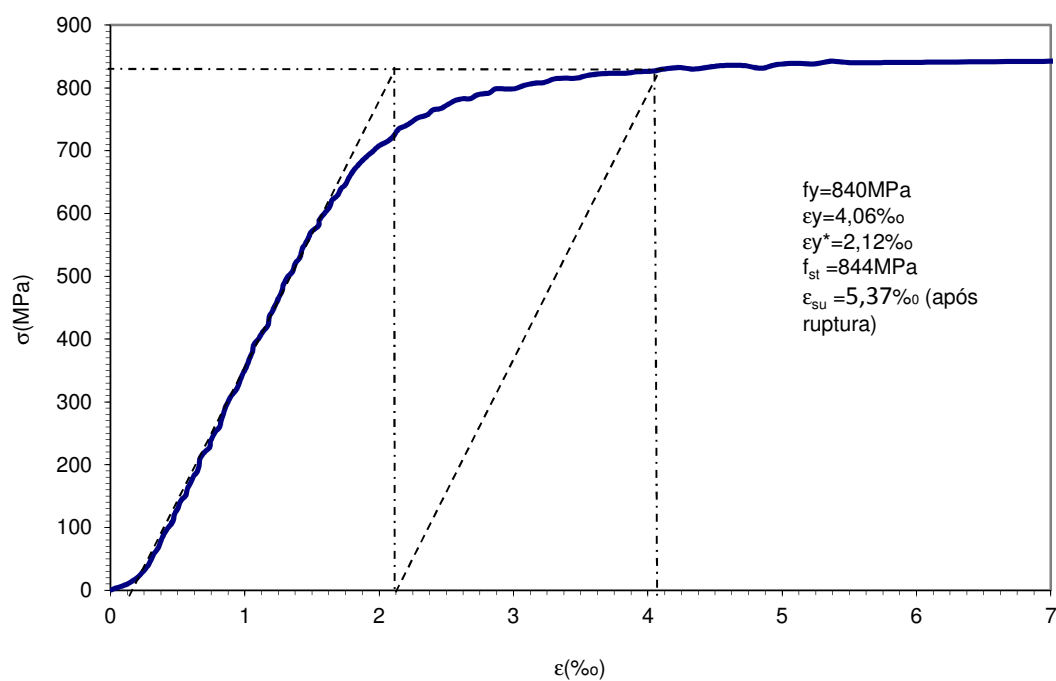


Figura 3.6 – Curva tensão vs. deformação da armadura de diâmetro 4,2 mm.

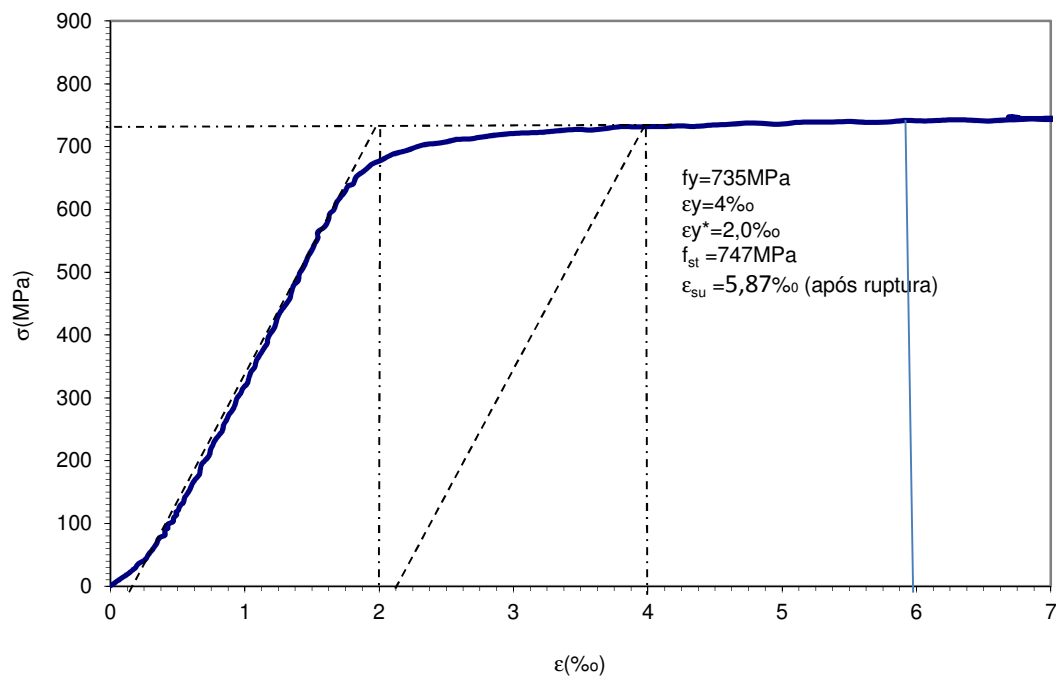


Figura 3.7 – Curva tensão vs. deformação da armadura de diâmetro 5,0 mm.

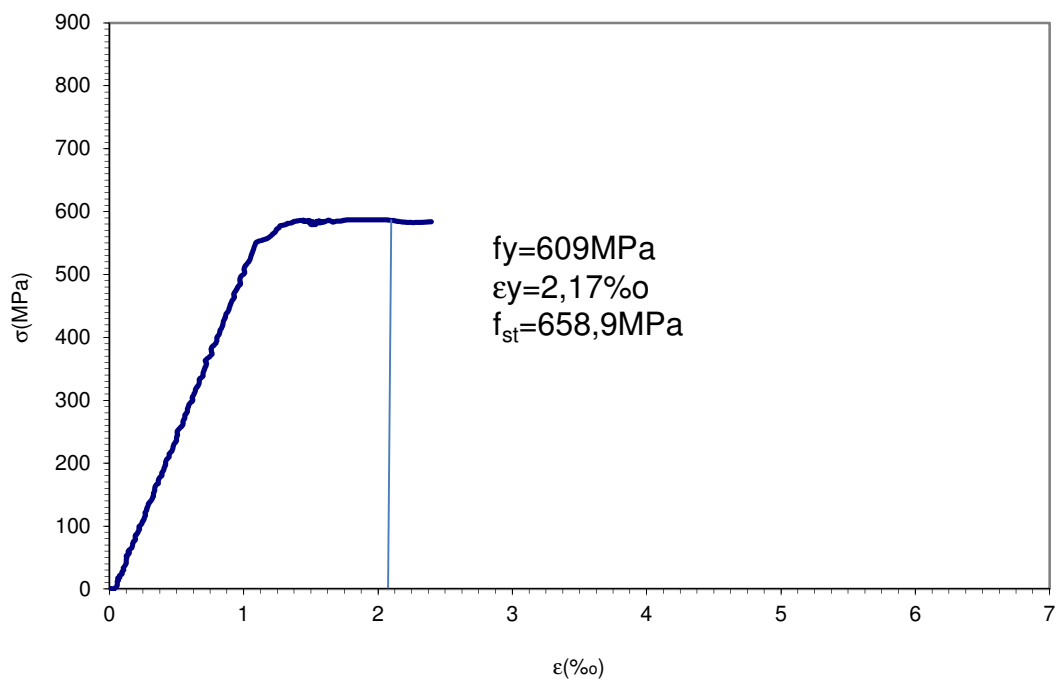


Figura 3.8 – Curva tensão vs. deformação da armadura de diâmetro 10,0 mm.

3.2.4. Cimento

O cimento utilizado foi o CPV – ARI de cor cinza clara e de elevada resistência após 24h. Neste trabalho, o cimento foi cedido pelo Professor Guilherme Chagas do Laboratório de Estruturas da UENF- RJ.

3.2.5. Água

A água de amassamento utilizada foi proveniente do abastecimento público pela concessionária Águas do Paraíba de Campos dos Goytacazes - RJ.

3.4. Dosagem do concreto

Com o objetivo de avaliar o efeito do confinamento em concretos de diferentes resistências, foi utilizado um de resistência usual, igual a 36 Mpa, e outro de elevada resistência, igual a 51MPa, na execução dos pilares da presente pesquisa. Destaca-se que os concretos foram dosados de acordo com o método da ABCP e com cimento CP-III-32.

Na verdade, o concreto foi dosado para resistir a 60 MPa, mas ele não atingiu a resistência desejada, obrigando-nos a calcular um novo traço. Assim, então, utilizou-se o traço adotado por Cordeiro (2001) e observou-se que este traço adota cimento CPV-ARI.

Para os dois traços, a Tabela 3.2 apresenta o consumo referente a cada material utilizado por m³ de concreto.

A Figura 3.9 mostra um corpo de prova cilíndrico de concreto de 100mm x 200mm de dimensões no momento da realização do ensaio.



Figura 3.9 – Ensaio de corpos de prova.

Tabela 3. 2– Traço do Concreto

Tipo	Resistência Teórica	A/C	Consumo de materiais kg/m ³				Super-plastificante (%)	Resistência atingida (MPa)
			Água	Cimento	Areia	Brita		
CP - V ARI	30	0,45	205,00	456,00	682,00	1.005,00	-	36
	60	0,34	164,40	478,00	905,30	860,00	0,83	51

Foram executados os ensaios de resistência à compressão, conforme a norma ABNT NBR 5739 (1994).

Para a avaliação da resistência à compressão do concreto foram desconsiderados os CPs coletados durante a concretagem e foram extraídos três CPs de todos os pilares sem armadura, para cada uma das resistências. Os corpos de provas possuíam diâmetro de 45 x 90 mm de altura. Os ensaios foram realizados ao mesmo tempo em que os ensaios dos pilares aconteciam.

A resistência dos concretos apresentada na Tabela 3.2 é o resultado obtido pela media de três corpos de prova.

O cimento CPV – ARI foi utilizado em ambos os concretos, tanto no concreto de resistência usual quanto no de alta resistência.

O abatimento do tronco de cone do concreto foi de 190 mm para os pilares PR-30 MPa e para os pilares do modelo I e II.

No concreto de 60 MPa foi usado superplastificante TEC-Fluid 1000.

Para cada resistência de concreto utilizado foram moldados corpos cilíndricos de prova, conforme a norma da ABNT NBR 5738 (1993). Após 24 horas, os corpos de prova foram desformados e imersos em tanque com água saturada de cal por 28 dias, sendo então mantidos sob as condições ambientais do laboratório.

3.5. Formas

As formas dos modelos foram fabricadas em madeirite no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da UENF- RJ, conforme o desenho das Figuras 3.10. As dimensões estão em centímetro.

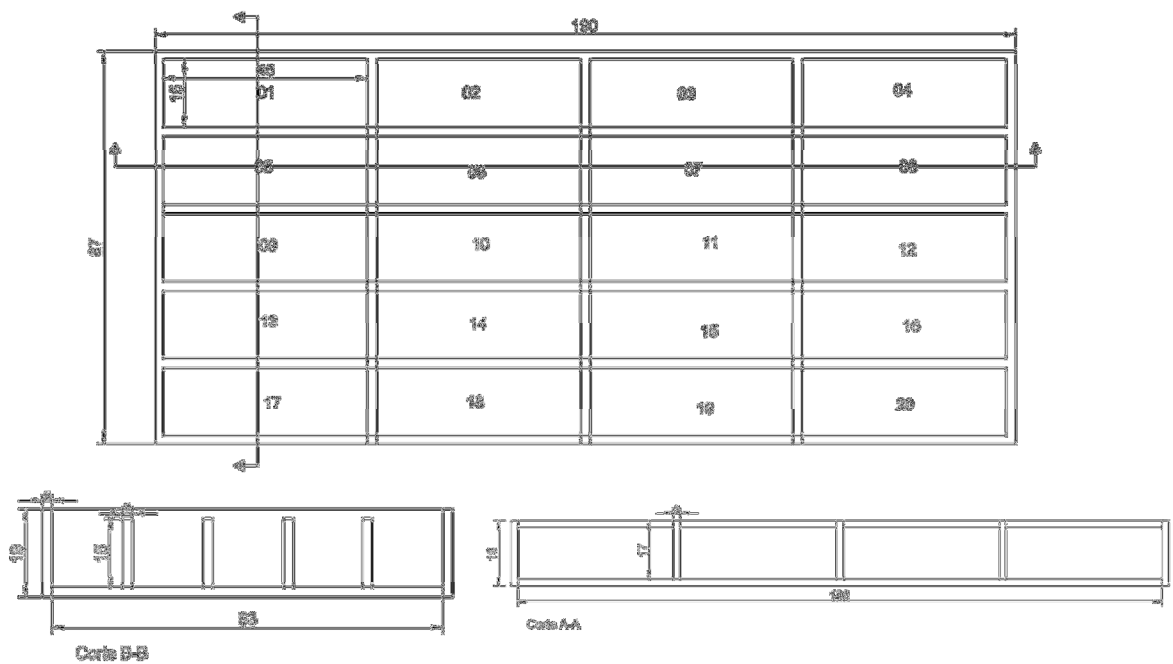


Figura 3.10 – Formas para concretagem dos pilares.

3.6. Colar metálico

O colar metálico foi fabricado em chapa de aço soldada e preso por parafusos sextavados de alta resistência. O colar foi posto nas extremidades para evitar a ruptura prematura do pilar nesta área e reforçar a armadura de fretagem. Figura 3.11.

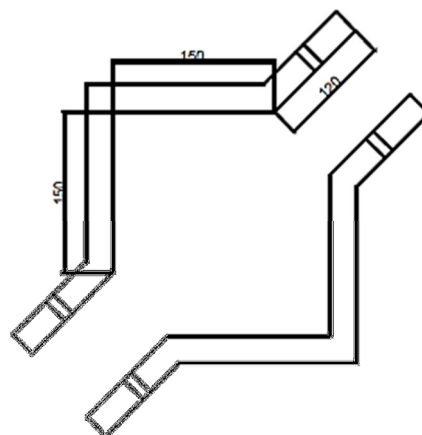


Figura 3.11 – Colar metálico.

3.7. Definição dos pilares

Como foi dito anteriormente, a definição dos modelos levou em consideração os modelos e o diâmetro das telas de aço existentes no mercado e as configurações que acrescentassem diversidade nas pesquisas já existentes; isto é, o detalhamento das armaduras e a resistência do concreto.

3.7.1. Detalhamento dos pilares

O programa experimental da presente pesquisa utilizou a seguinte convenção de nomenclatura dos pilares ensaiados.

Os pilares encontram-se detalhados nas Figuras 3.12 à 3.14.

A Tabela 3.3 apresenta um resumo das propriedades dos modelos utilizados.

A nomenclatura adotada para os pilares foi a seguinte:

PX-Y- ØZ-W

Onde,

X – modelo da armadura transversal;

Y – valor da resistência à compressão do concreto; em MPa;

Z – diâmetro da armadura transversal; em mm;

W – espaçamento da armadura transversal; em mm;

No grupo de referência, em que os pilares não possuem armaduras longitudinais e transversais, a letra X assumiu o valor R, que indica ser pilar de referência.

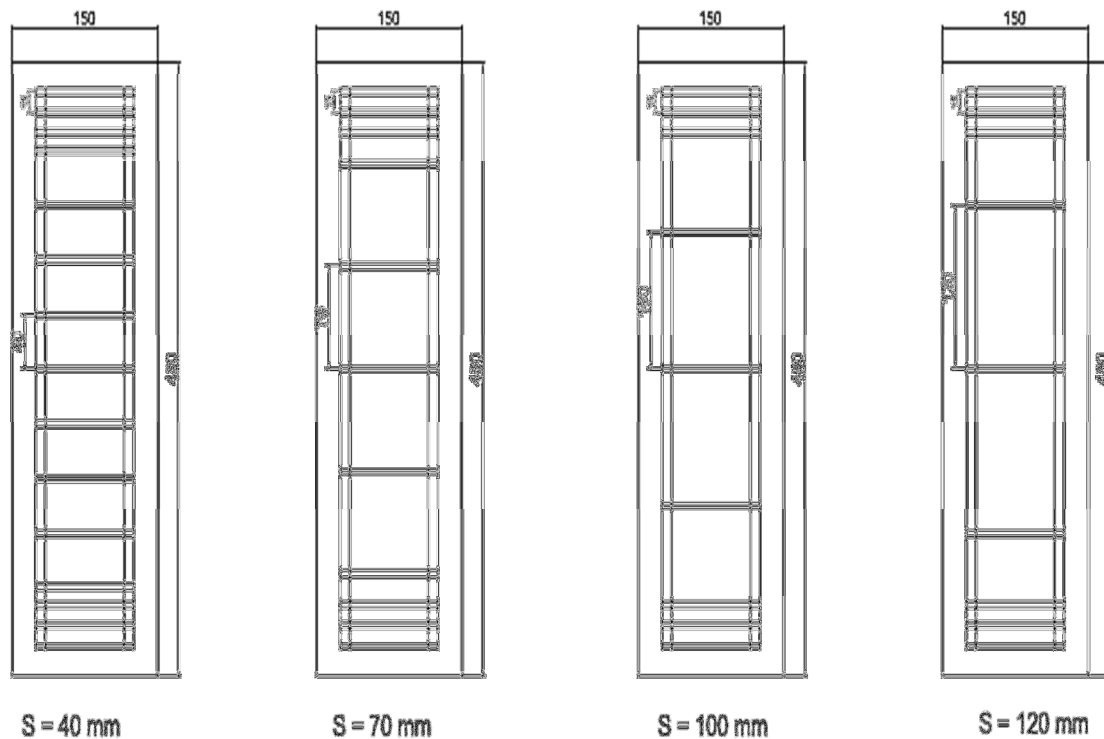


Figura 3.12 – Detalhamento dos pilares.

A taxa de armadura transversal foi calculada com o uso da equação 3.3, sugerida por Saatcioglu e Razvi (1992).

$$\rho_w = \frac{\sum A_{st}}{s(c_x + c_y)} \quad \text{eq. 3.3}$$

Onde, A_{st} é a área transversal do estribo, s é o espaçamento entre eles e c_x e c_y são as dimensões do núcleo do pilar medidas entre os eixos dos estribos.

Tabela 3.3– Propriedades geométricas dos pilares.

Pilares	Dimensões da Seção (mmxmm)	Armadura Longitudinal		Armadura Transversal			Resistência do Concreto (MPa)
		ρ_s (%)	ϕ (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ρ_w (%)	
PI-30-4.2-30	150x150x450	1,40	10,0	4,2	30	0,2361	36,2
PI-30-4.2-70					70	0,2923	
PI-30-4.2-100					100	0,3538	
PI-30-4.2-120					120	0,3732	
PI-30-5.0-30			10,0	5,0	30	0,4068	
PI-30-5.0-70					70	0,4245	
PI-30-5.0-100					100	0,4455	
PI-30-5.0-120					120	0,4909	
PI-60-4.2-30		1,40	10,0	4,2	30	0,7083	51,1
PI-60-4.2-70					70	0,4006	
PI-60-4.2-100					100	0,2776	
PI-60-4.2-120					120	0,2291	
PI-60-5.0-30			10,0	5,0	30	1,3925	
PI-60-5.0-70					70	0,5554	
PI-60-5.0-100					100	0,4134	
PI-60-5.0-120					120	0,3306	
PII-30-4.2-30		2,79	10,0	4,2	30	1,4239	36,2
PII-30-4.2-70					70	0,6102	
PII-30-4.2-100					100	0,4455	
PII-30-4.2-120					120	0,3732	
PII-30-5.0-30			10,0	5,0	30	2,1000	
PII-30-5.0-70					70	0,8952	
PII-30-5.0-100					100	0,6136	
PII-30-5.0-120					120	0,4909	
PII-60-4.2-30			10,0	4,2	30	1,4239	51,1
PII-60-4.2-70					70	0,6134	
PII-60-4.2-100					100	0,4339	
PII-60-4.2-120					120	0,3524	
PII-60-5.0-30			10,0	5,0	30	2,0242	
PII-60-5.0-70					70	0,8858	
PII-60-5.0-100					100	0,6201	
PII-60-5.0-120					120	0,4933	

ρ_s – taxa armadura longitudinal;

ϕ – diâmetro;

ρ_w – taxa armadura transversal;

s – espaçamento.

3.8. Instrumentação

Foram colocados nas armaduras longitudinais e transversais, na seção média dos modelos, extensômetros elétricos *strain gage* de resistência para a medição das deformações das armaduras dos pilares. Também foram utilizados LVDT's, em faces opostas do pilar, para a medição das deformações longitudinais e transversal dos mesmos.

As Figuras 3.13 a 3.16 mostram onde foram posicionados os extensômetros nas armaduras transversais e longitudinais, e os LVDT's nas faces do concreto.

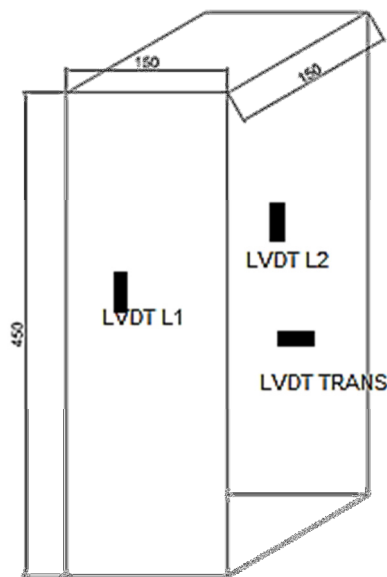


Figura 3.13– Posicionamento dos LVDTs.

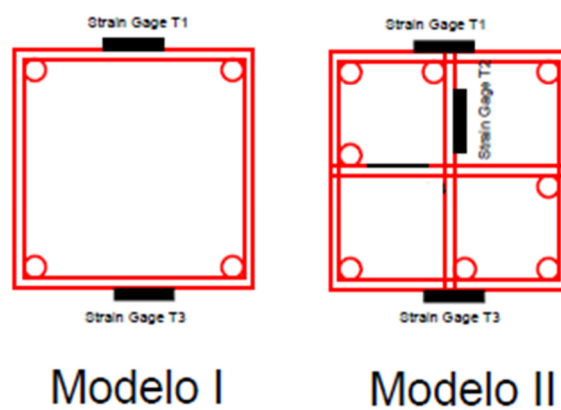


Figura 3.14—Posicionamento dos *strain gage* nas armaduras transversais.

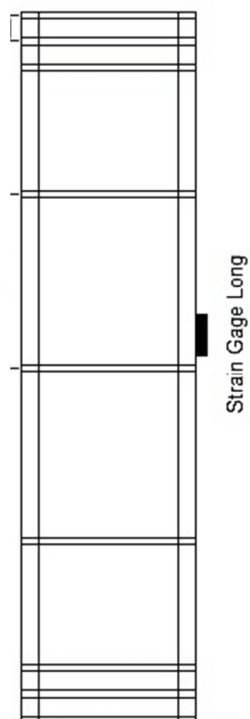


Figura 3.15 – Posicionamento do “*strain gage*” na armadura longitudinal.



Figura 3.16– Posicionamento dos *strain gage* longitudinais e transversais.

Um pilar de cada modelo de armadura transversal recebeu um *strain gage* a mais, posicionado no aço oposto ao já instrumentado. Nosso objetivo foi analisar a deformação desta armadura.

Os pilares receberam armadura de fretagem em suas extremidades compostas por três estribos do mesmo modelo, ou seja, com espaçamento de 15 mm entre eles.

As Figuras 3.17 mostram o ensaio de um pilar com colar metálico. Inicialmente, foi ensaiado em um pilar sem esse colar e, por isso, o resultado mostrou a necessidade de ensaiar os demais, usando um confinamento considerável, já que as armaduras (estribos soldados) não seriam capazes de confinar as extremidades dos pilares.



Figura 3.17 – Pilar instrumentado com o colar metálico.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Propriedade do concreto

Os pilares da mesma resistência foram concretados todos no mesmo dia. Assim, foram realizadas três betonadas com um pilar para cada uma delas. Neste sentido, foi moldado um terço de cada CP.

4.1.1 Resistência à compressão dos pilares de referência.

Para cada resistência de concreto, dois pilares sem armadura, considerados pilares de resistência, foram ensaiados. Os mesmos foram instrumentados com dois LVDTs, um longitudinal e outro transversal, e ensaiados sem colar metálico. Os LVDTs foram fixados em placas metálicas, coladas nas extremidades dos pilares (ver Figuras 4.1, 4,2 e 4.3).

As curvas obtidas de tensão vs. deformação dos pilares de referência estão apresentadas nas Figuras 4.4 e 4.5.

Os resultados obtidos pelo LVDTs transversais foram negativos e aqui serão apresentados positivamente para melhor representação no gráficos junto com os longitudinais.



Figura 4.1– Suporte do LVDTs.



Figura 4.2– Ensaio dos pilares de referência do concreto de 60 MPa.



Figura 4.3– Ensaio do pilar de referência do concreto de 30 MPa.

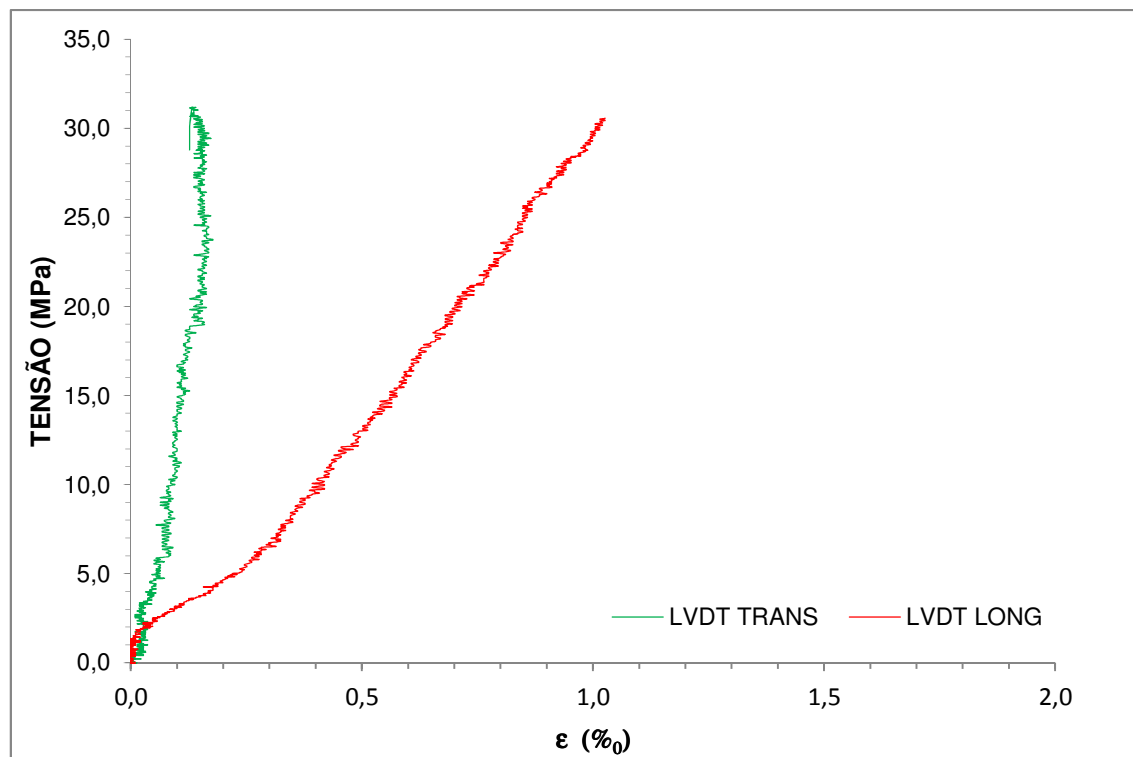


Figura 4.4– Diagrama tensão vs. deformação do pilar de referência (CP1-30 MPa) do concreto de 30 MPa.

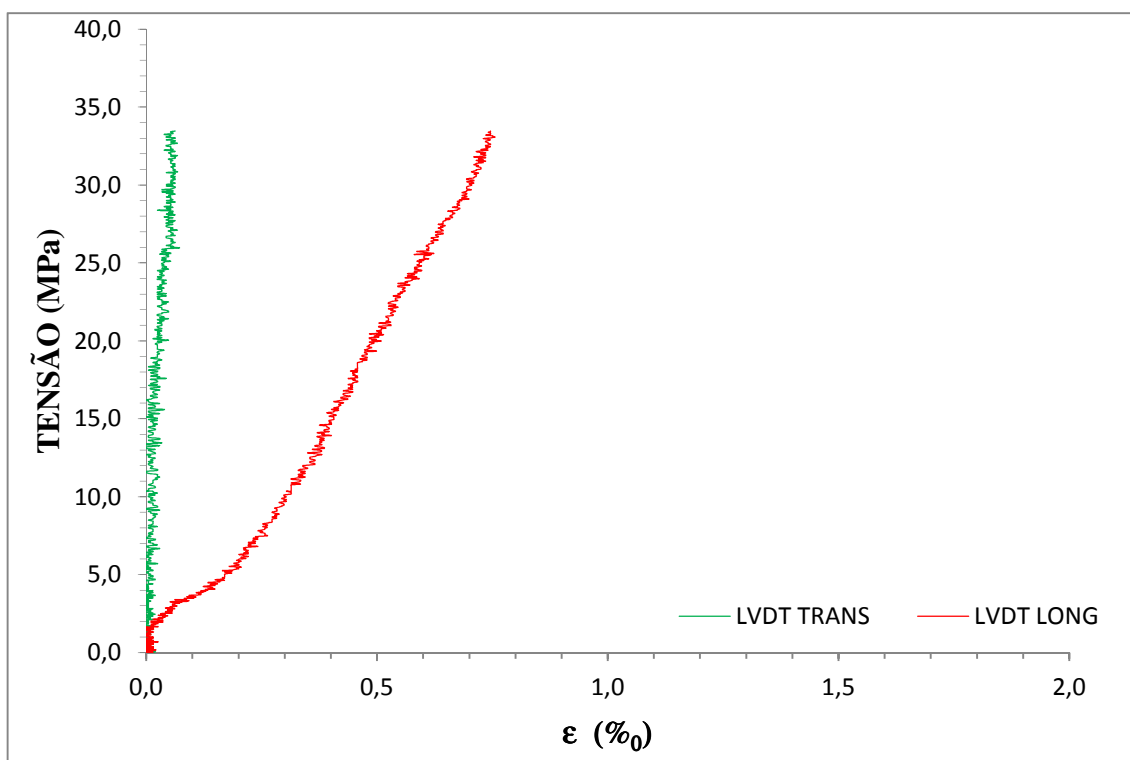


Figura 4.5– Diagrama tensão VS. deformação do pilar de referência (CP2-60MPa) do concreto de 60MPa.

Pode-se observar nas Figuras 4.2 e 4.3 que os pilares se dividiram em dois, rompendo por tração e não por compressão. Por isso, a resistência dos pilares em questão, por meio de corpos de provas, foi diferente das obtidas nos ensaios do concreto.

4.2 Comportamento dos pilares

Os ensaios foram realizados com velocidade de aplicação de carga constante de 0,006 m/s, em uma Máquina Universal de ensaio modelo DL 300 com capacidade de 2000KN da EMIC.

Os ensaios foram realizados até que, com queda de resistência devido ao deslocamento dos cobrimentos, o carregamento começou a cair rapidamente, indicando que o pilar não suportaria mais.

O colar metálico foi colocado a fim de confinar as extremidades dos pilares e usado de apoio aos LVDTs.

Na figura 4.6, mostra-se o pilar P1-30-4,2-100 ensaiado sem colar metálico. Os resultados, no entanto, foram desconsiderados nas análises.



Figura 4.6– Pilar P1-30-4,2-100 após a ruptura sem colar metálico.

O pilar P1-30-4,2-100 foi o primeiro pilar com armadura a ser ensaiado. Como foi supracitado, ele, também, foi ensaiado sem o colar metálico. Neste caso, considerou-se que a armadura de fretagem fosse suficiente para manter a integridade das extremidades, embora notasse, na Figura 4.6, que isso não evitou o esmagamento das extremidades, principalmente da parte inferior. Após a confirmação da necessidade do colar metálico, os demais pilares foram ensaiados com eles. Nota-se, então, que o padrão de ruptura mudou para outros pilares.

Como pode ser visto na Figura 4.7, a seção confinada pelo colar metálico não se esmagou após a ruptura, comprovando que o colar fez a sua função. Observa-se a forma de ruptura do pilar P1-30-4,2-70, na Figura 4.8.

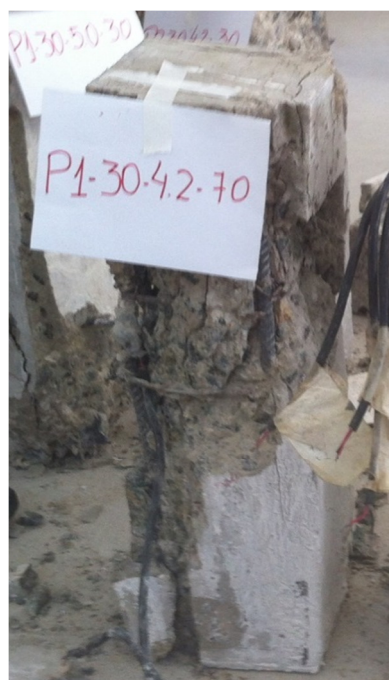


Figura 4.7– Pilar P1-30-4,2-70 após a ruptura com colar metálico.



Figura 4.8– Modo de ruptura do Pilar P1-30-4,2-70.

4.3 Avaliação da previsão de capacidade última dos pilares

Conforme exposto neste trabalho e levando em consideração os resultados da caracterização do concreto, calculou-se a resistência última dos pilares, utilizando a Equação 4.1. Os resultados são apresentados na Tabela 4.1.

$$f_{teor} = k_2 * f_{c,pilar} * (A_c + A_s) + f_y * A_s \quad \text{eq. 4.1}$$

Onde:

$k_2 = 0,85$ coeficientes que leva em conta o efeito de ruptura do pilar de concreto simples.

$f_{c,pilar}$ = resistência do concreto

A_c = área de concreto bruta

A_s = área de aço

f_y = resistência de escoamento do aço

Tabela 4.1 – Previsão de capacidade última dos pilares

PILAR	$f_{c,cp}$ (MPa)	$f_{c,pilarref.}$ (MPa)	$F_{teo,cp}$ (kN)	$F_{teo,pr}$ (kN)	$F_{exp.}$ (kN)	$F_{exp.}/F_{teo,cp}$	$F_{exp.}/F_{teo,pr}$	Média
P1-30-4,2-30	36,16	32,29	858,04	786,04	830,72	0,97	1,06	1,00
P1-30-4,2-70	36,16	32,29	881,15	806,68	919,26	1,04	1,14	
P1-30-4,2-100	36,16	32,29	857,58	785,63	813,89	0,95	1,04	
P1-30-4,2-120	36,16	32,29	885,82	810,86	916,11	1,03	1,13	
P1-30-5,0-30	36,16	32,29	871,68	798,23	846,59	0,97	1,06	
P1-30-5,0-70	36,16	32,29	817,40	749,76	916,11	1,12	1,22	
P1-30-5,0-100	36,16	32,29	843,47	773,03	858,34	1,02	1,11	
P1-30-5,0-120	36,16	32,29	890,31	814,86	826,12	0,93	1,01	
P2-30-4,2-30	36,16	32,29	1.056,85	983,41	824,18	0,78	0,84	0,91
P2-30-4,2-70	36,16	32,29	1.056,85	983,41	994,47	0,94	1,01	
P2-30-4,2-100	36,16	32,29	1.020,09	950,59	879,29	0,86	0,92	
P2-30-4,2-120	36,16	32,29	1.015,57	946,55	902,91	0,89	0,95	
P2-30-5,0-30	36,16	32,29	1.029,00	958,55	926,40	0,90	0,97	
P2-30-5,0-70	36,16	32,29	1.033,64	962,69	1.134,50	1,10	1,18	
P2-30-5,0-100	36,16	32,29	1.052,18	979,24	1.018,70	0,97	1,04	
P2-30-5,0-120	36,16	32,29	1.089,83	1.012,86	955,11	0,88	0,94	
P1-60-4,2-30	51,05	37,25	1.174,09	906,81	1.330,80	1,13	1,47	0,98
P1-60-4,2-70	51,05	37,25	1.187,45	916,56	1.330,80	1,12	1,45	
P1-60-4,2-100	51,05	37,25	1.200,82	926,31	1.351,90	1,13	1,46	
P1-60-4,2-120	51,05	37,25	1.214,23	936,10	1.196,60	0,99	1,28	
P1-60-5,0-30	51,05	37,25	1.134,91	878,22	959,34	0,85	1,09	
P1-60-5,0-70	51,05	37,25	1.227,72	945,95	1.161,50	0,95	1,23	
P1-60-5,0-100	51,05	37,25	1.146,97	887,02	916,11	0,80	1,03	
P1-60-5,0-120	51,05	37,25	1.200,82	926,31	1.028,60	0,86	1,11	
P2-60-4,2-30	51,05	37,25	1.339,13	1.077,34	1.506,90	1,13	1,40	1,06
P2-60-4,2-70	51,05	37,25	1.332,14	1.072,24	1.574,50	1,18	1,47	
P2-60-4,2-100	51,05	37,25	1.318,69	1.062,43	1.307,80	0,99	1,23	
P2-60-4,2-120	51,05	37,25	1.352,58	1.087,16	1.350,70	1,00	1,24	
P2-60-5,0-30	51,05	37,25	1.345,81	1.082,22	1.373,20	1,02	1,27	
P2-60-5,0-70	51,05	37,25	1.319,77	1.063,22	1.477,00	1,12	1,39	
P2-60-5,0-100	51,05	37,25	1.319,77	1.063,22	1.525,80	1,16	1,44	
P2-60-5,0-120	51,05	37,25	1.379,22	1.106,60	1.513,70	1,10	1,37	

Onde: $f_{c,cp}$ – resistência do CP; $f_{c,pilarref.}$ – resistência atingida pelo pilar de referência; $f_{teo,cp}$ – força calculada utilizando a resistência dos CPs; $f_{teo,pr}$ – força calculada utilizando a resistência do pilar de referência; f_{exp} – força encontrada experimental e Média- média de $f_{exp}/f_{teo,cp}$.

4.4 Descrição individual dos resultados dos pilares

Neste capítulo, apresentam-se os resultados obtidos das grandezas medidas dos pilares. Por um lado, para traçar da parte deles o diagrama força vs. deformação, levou-se em consideração a média entre os dois LVDTs longitudinais e, por outro lado, para regularizar as extremidades do pilar, foram colocadas uma borracha e uma placa de aço, a fim de que distribuíssem melhor a tensão na superfície. Por certo, tomou-se o cuidado em centralizar os pilares na prensa para evitar qualquer excentricidade que também causasse flexão.

Os pilares foram concretados em dezembro/2014 e ensaiados em julho/2015. Eles foram divididos em séries, conforme os modelos de estribos, e elas, as séries, foram separadas em grupos de acordo com o espaçamento dos estribos.

4.4.1 Pilares da serie P1

Nos pilares a seguir, variou-se a resistência do concreto e diâmetro dos estribos. Os LVDTs e os “*strain gage*” foram colocados em faces opostas do pilar. Sua numeração foi conforme a Figura 4.9.

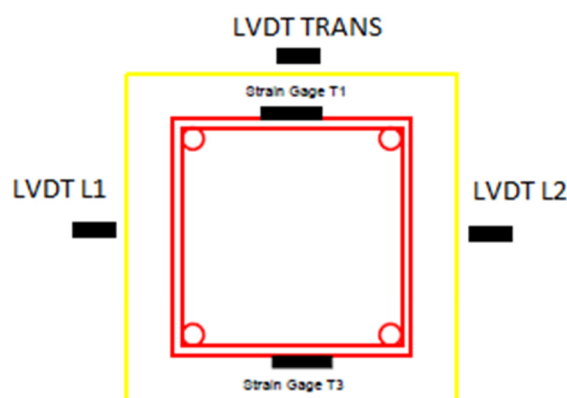


Figura 4.9– Posicionamento dos LVDTs e *strain gage*.

4.4.1.5 Pilares P1-30-4,2-30; P1-60-4,2-30; P1-30-5,0-30 e P1-60-5,0-30

Todos os extensômetros e transdutores funcionaram corretamente.

Nas Figuras 4.10 e 4.11, apresentam-se as curvas carga vs. deformação dos pilares P1-30-4,2-30 e P1-60-4,2-30.

Os gráficos também mostram a formação de um núcleo de concreto, devido ao confinamento pelos estribos. Isso pode ser visto, devido, ainda, ao ganho de resistência do pilar, após a perda do cobrimento das armaduras.

O pilar P1-30-4,2-30 teve perda do cobrimento do concreto ao atingir a capacidade última; por causa disso, teve, também, uma perda de resistência até se estabilizar e se recuperar. Devido ao surgimento do núcleo confinado, houve-se ganho de resistência, atingindo uma força de ruptura maior do que a de força última. Nota-se, no estágio avançado de carregamento, o mesmo rompeu devido à quebra da solda da tela de aço da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

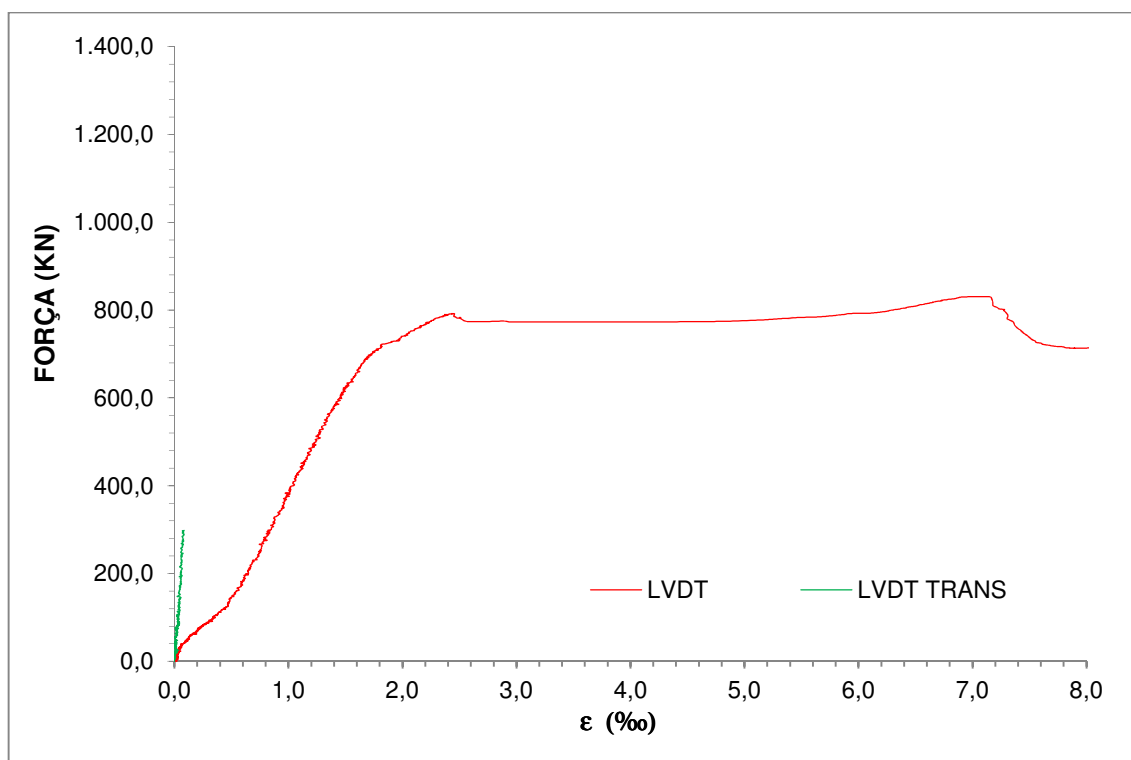


Figura 4.10– Diagrama força vs. deformação obtida de cada LVDT do pilar P1-30-4,2-30.

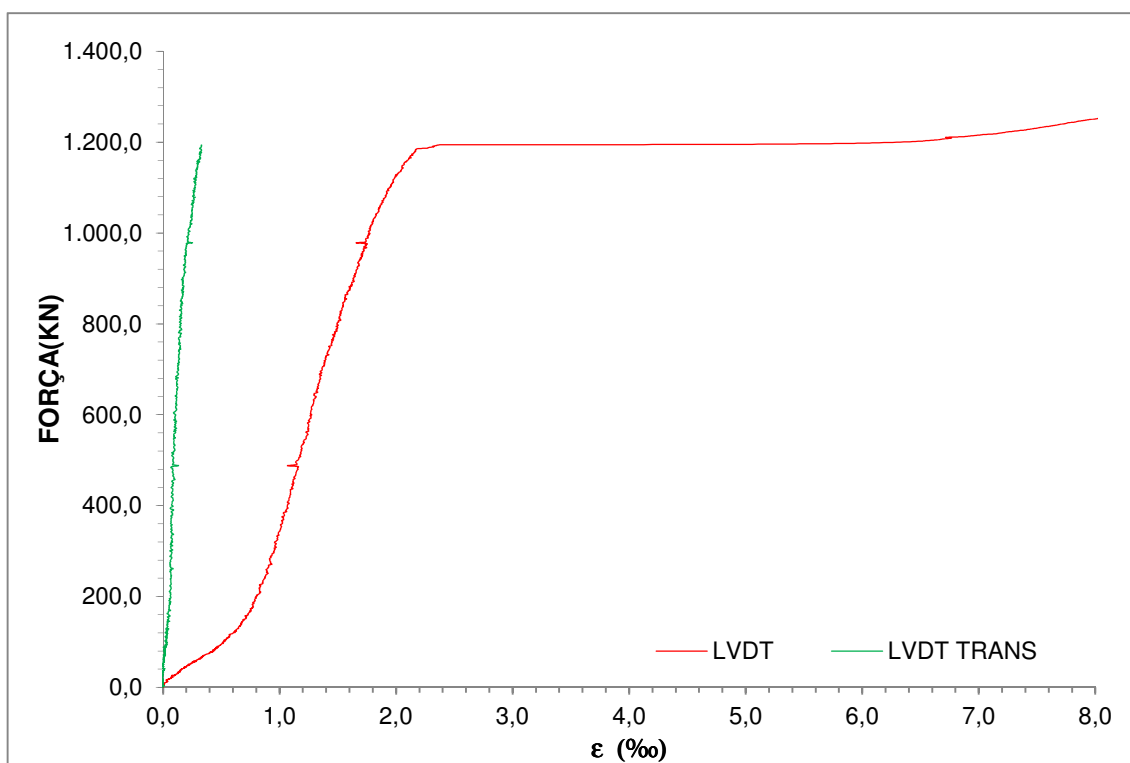


Figura 4.11– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-60-4,2-30.

O pilar P1-60-4,2-30, ainda que mantivesse a carga constante até se estabilizar, teve perda do cobrimento do concreto ao atingir a carga última. Devido ao surgimento do núcleo confinado, houve ganho de resistência, atingindo uma força de ruptura maior do que a força última. Igual ao pilar P1-30-4,2-30, o pilar rompeu devido à quebra total da solda da tela de aço da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

Notou-se que os LVDTs transversais não adquiriram muita deformação, devido sua queda ao deslocamento do concreto de cobrimento.

Observa-se, nas Figuras 4.12 e 4.13, o padrão de ruptura de ambos os pilares supracitados.



Figura 4.12–Padrão de ruptura do pilar P1-30-4,2-30.



Figura 4.13– Padrão de ruptura do pilar P1-60-4,2-30.

As Figuras 4.14 e 4.15 mostram as curvas de força vs. deformação dos pilares P1-30-5,0-30 e P1-60-5,0-30. Na Figura 4.14, nota-se que os mesmos tiveram deformações consideráveis. Ao atingir a carga última, o pilar perdeu o cobrimento. A ruptura final foi devido à quebra da solda da armadura transversal e, conseqüentemente, à flambagem da armadura longitudinal.

Na Figura 4.15 é apresentada a curva carga vs. deformação do pilar P1-60-5,0-30. O pilar, na verdade, não teve perda total de seu cobrimento; ao contrário, manteve sua carga praticamente constante ao atingir a força ultima e voltou, ainda, a ganhar resistência, comprovando, assim, a formação de um núcleo de confinamento. Este pilar só teve ruptura por quebra da solda da armadura transversal.

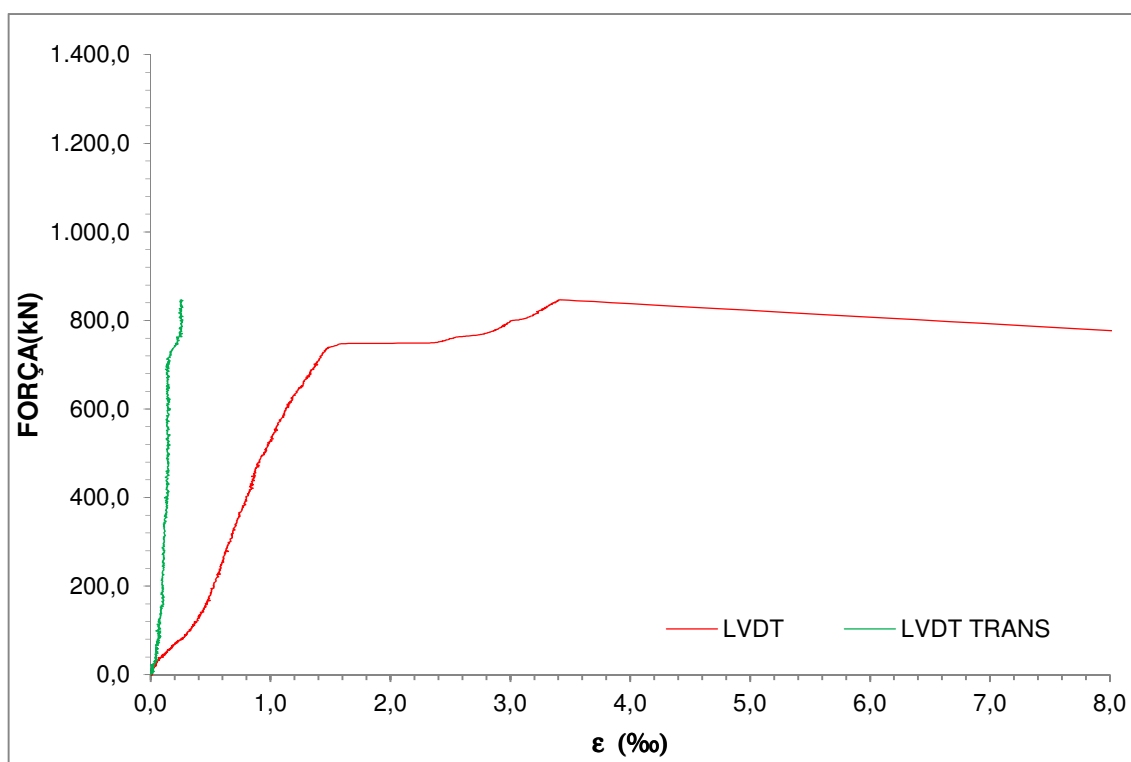


Figura 4.14– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-30-5,0-30.

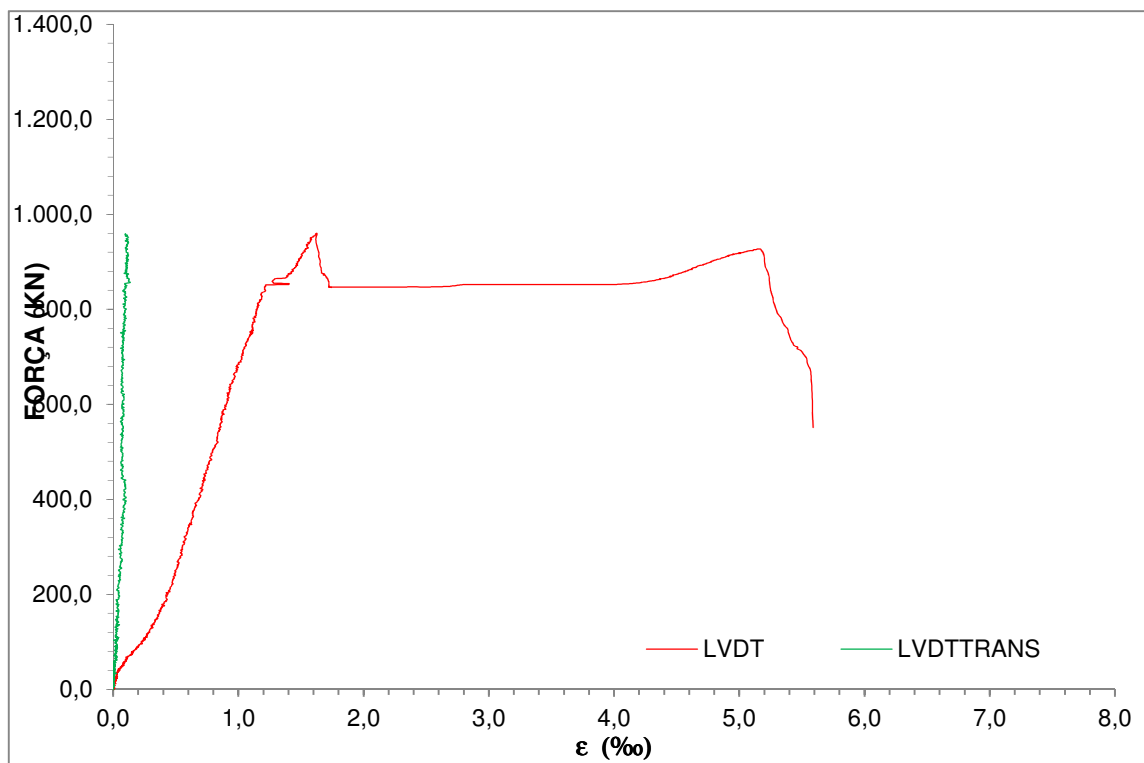


Figura 4.15– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-60-5,0-30.

Nas Figuras 4.16 e 4.17, apresenta-se o padrão de fissuração dos pilares supracitados.



Figura 4.16– Padrão de ruptura do pilar P1-30-5,0-30.



Figura 4.17– Padrão de ruptura do pilar P1-60-5,0-30.

4.4.1.6 Pilares P1-30-4,2-70; P1-60-4,2-70; P1-30-5,0-70 e P1-60-5,0-70

Na Figura 4.18, apresenta-se a curva carga vs. deformação do pilar P1-30-4,2-70. Nota-se que o LVDT transversal não teve nenhum dado de deformação registrado. Como vimos, ocorreu a perda do cobrimento da armadura e mesmo depois disso, o pilar manteve sua carga constante e voltou a ganhar resistência até atingir a sua capacidade máxima. Assim, ficou confirmada a existência de um núcleo confinado de concreto. A ruptura final foi por flambagem da armadura longitudinal e quebra da solda da armadura transversal.

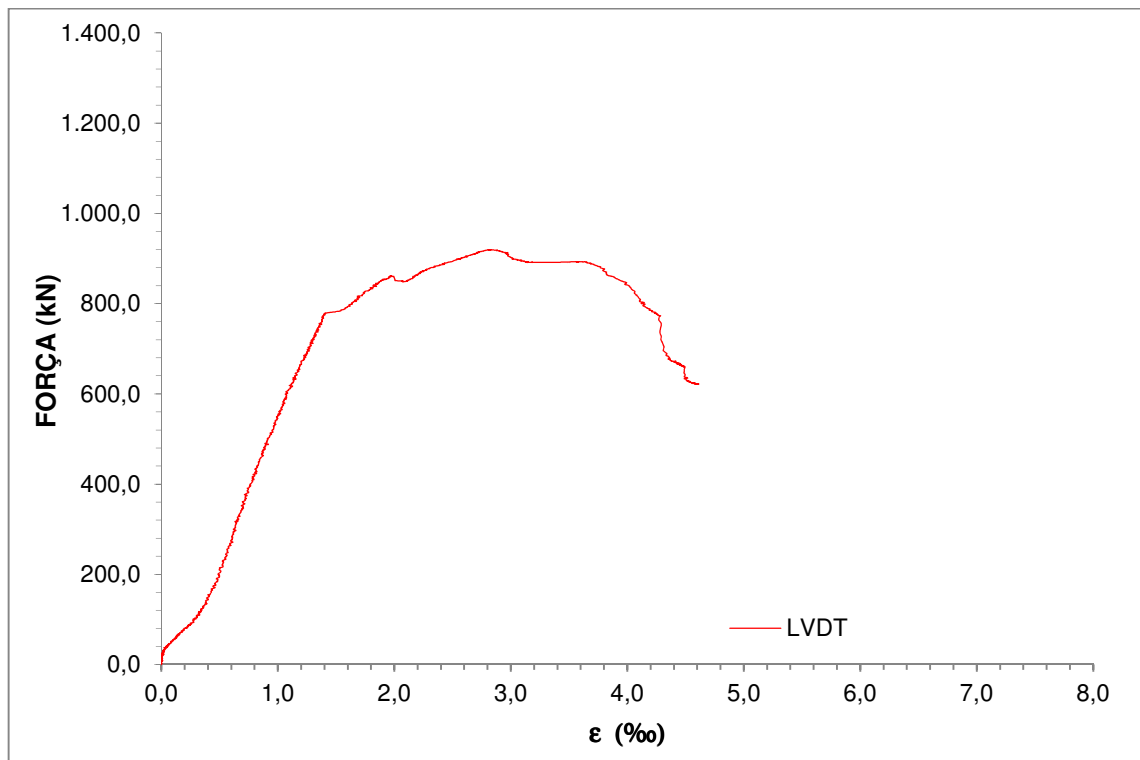


Figura 4.18– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P1-30-4,2-70.

A Figura 4.19 apresenta a curva carga vs. deformação obtida no pilar P1-60-4,2-70

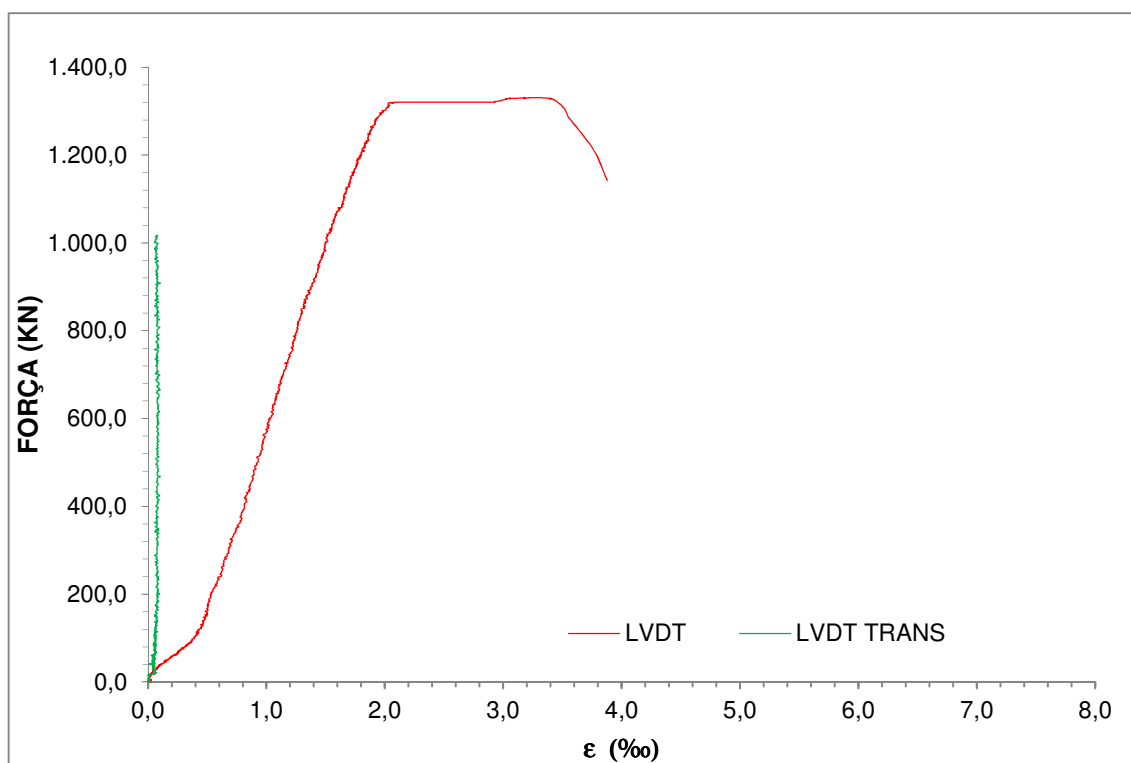


Figura 4.19– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P1-60-4,2-70

Neste pilar, a força ultima e de ruptura foram as mesmas como pode ser visto no gráfico.

As Figuras 4.20 e 4.21 mostram as curvas carga vs. deformação, obtidas nos pilares P1-30-5,0-70 e P2-60-5,0-70. O primeiro teve um ganho de resistência após a força ultima, mais a força de ruptura não ultrapassou a mesma. O LVDT transversal teve aquisição de dados até o final do ensaio. Neste sentido, após a perda do cobrimento das armaduras, houve ganho de resistência, indicando a formação de um núcleo confinado. A ruptura final foi devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal.

Nota-se, na Figura 4.21, as deformações obtidas no pilar P1-60-5,0-70. O LVDT transversal só teve registro de dados até a carga máxima. Aqui, também, houve ganho de resistência após a perda do cobrimento das armaduras, indicando a formação de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal.

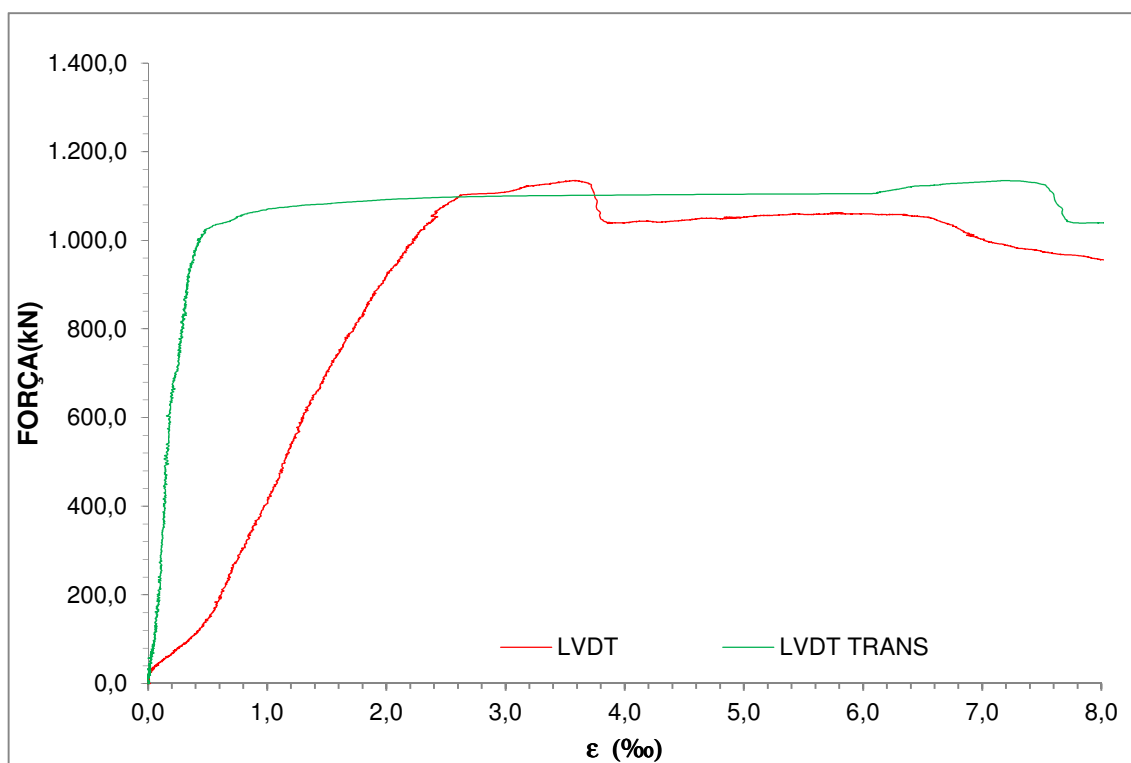


Figura 4.20– Diagrama força vs. deformação obtida para cada LVDT do pilar P1-30-5,0-70.

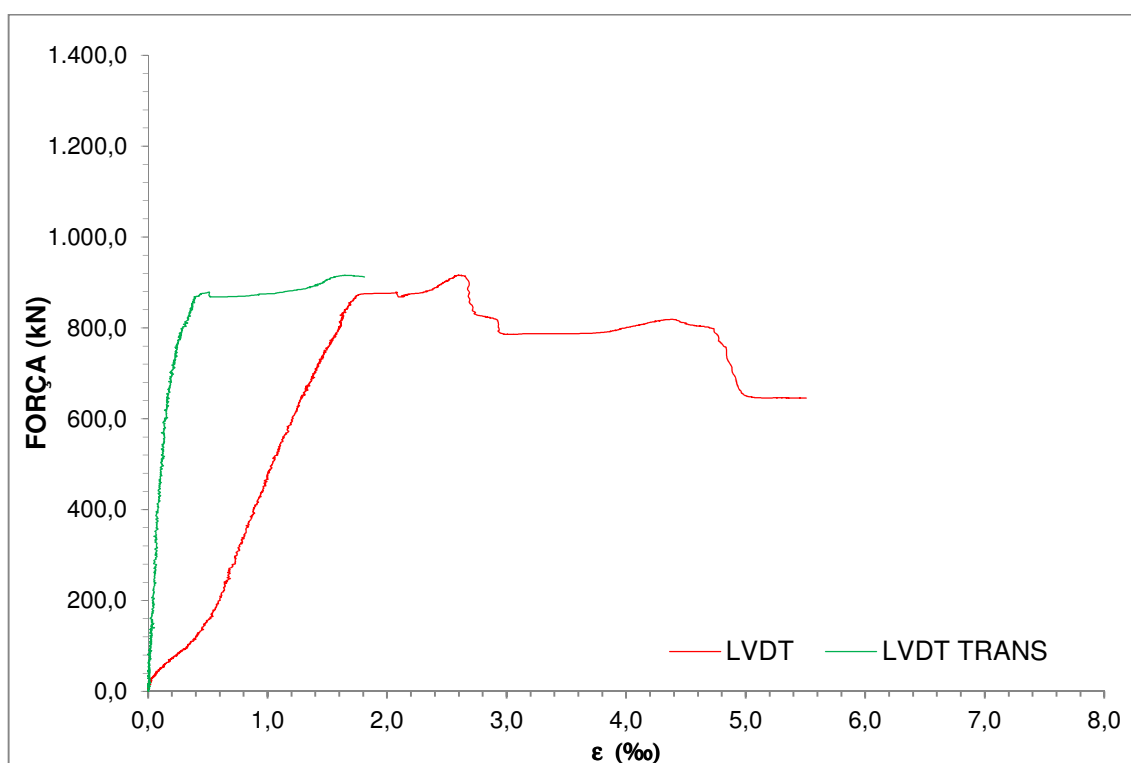


Figura 4.21– Diagrama força vs. deformação obtida para cada LVDT do pilar P1-60-5,0-70.

Nas Figuras 4.22 e 4.25, apresenta-se o padrão de fissuração dos pilares supracitados.



Figura 4.22– Padrão de ruptura do pilar P1-30-4,2-70.



Figura 4.24– Padrão de ruptura final do pilar P1-60-4,2-70.



Figura 4.25– Padrão de ruptura do pilar P1-30-5,0-70.



Figura 4.26– Padrão de ruptura final do pilar P1-60-5,0-70.

4.4.1.7 Pilares P1-30-4,2-100; P1-60-4,2-100; P1-30-5,0-100 e P1-60-5,0-100

As Figuras 4.27 e 4.28 mostram a curva carga vs. deformação dos pilares P1-30-4,2-100 e P1-60-4,2-100. O P1-30-4,2-100 foi o primeiro a ser ensaiado e não se usou o colar metálico, por isso ele teve esmagamento das extremidades e a ruptura prematura das soldas dos estribos de fretagem. Neste pilar só foi usado um LVDT longitudinal (L1).

Como houve ruptura prematura nas extremidades e os LVDTs estavam fixos em placas coladas na superfície do pilar, o confinamento não pôde ser confirmado. A ruptura ocorreu devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na armadura de fretagem e na transversal central.

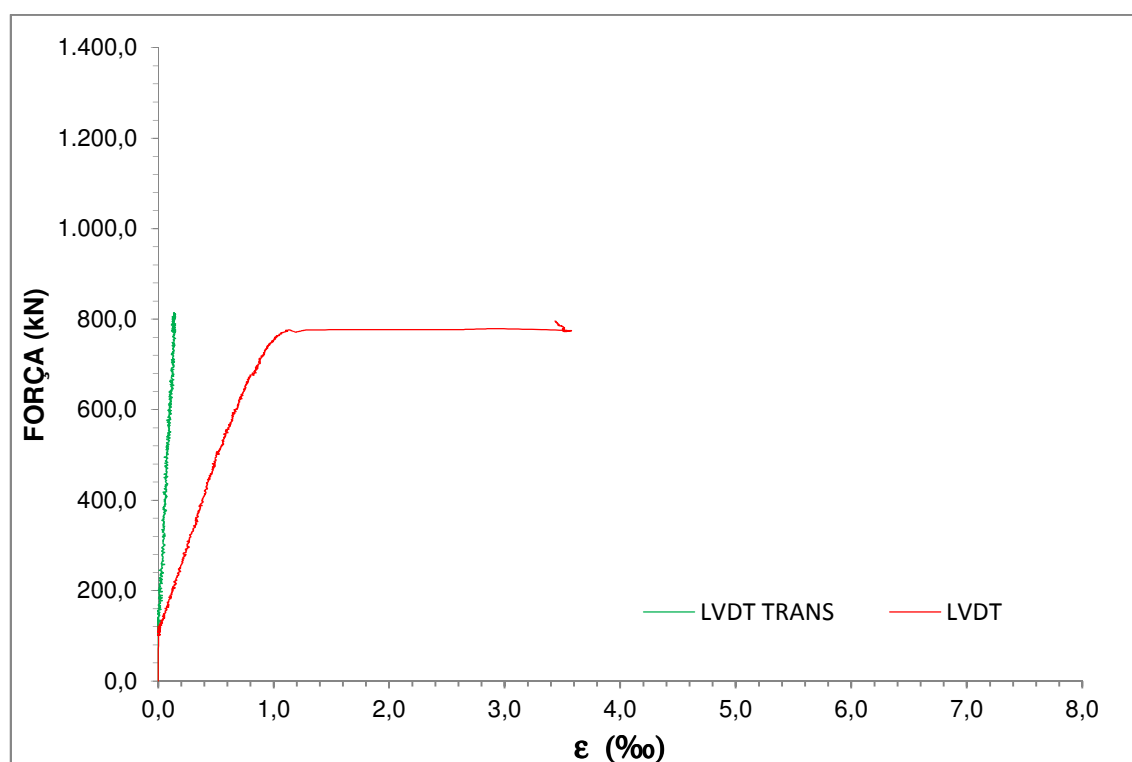


Figura 4.27– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-30-4,2-100.

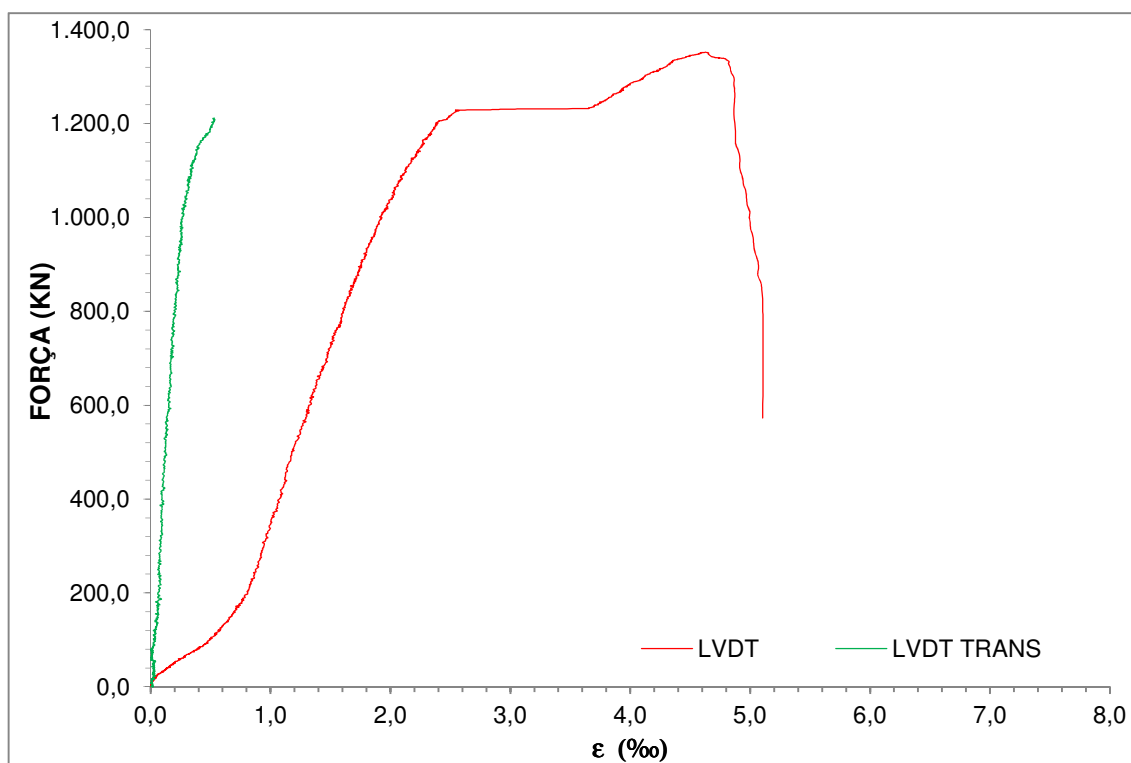


Figura 4.28– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-60-4,2-100.

A Figura 4.28 mostra as deformações obtidas pelo pilar P1-60-4,2-100. O LVDT transversal só teve registro de dados até a carga última. Aqui, houve ganho de resistência após a perda do concreto do cobrimento das armaduras, indicando, com isso, a formação de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal. Nas Figuras 4.31 e 4.32, apresenta-se o padrão de fissuração dos pilares supracitados.

Nas Figuras 4.29 e 4.30, apresenta-se o diagrama força vs. deformação dos pilares P1-30-5,0-100 e P1-60-5,0-100. O LVDT transversal só teve aquisição de dados até a força última. Houve um ganho de resistência após a perda do cobrimento das armaduras, indicando, o que se sabe, a formação de um núcleo confinado. A ruptura ocorreu devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal. A solda do colar metálico rompeu durante o ensaio.

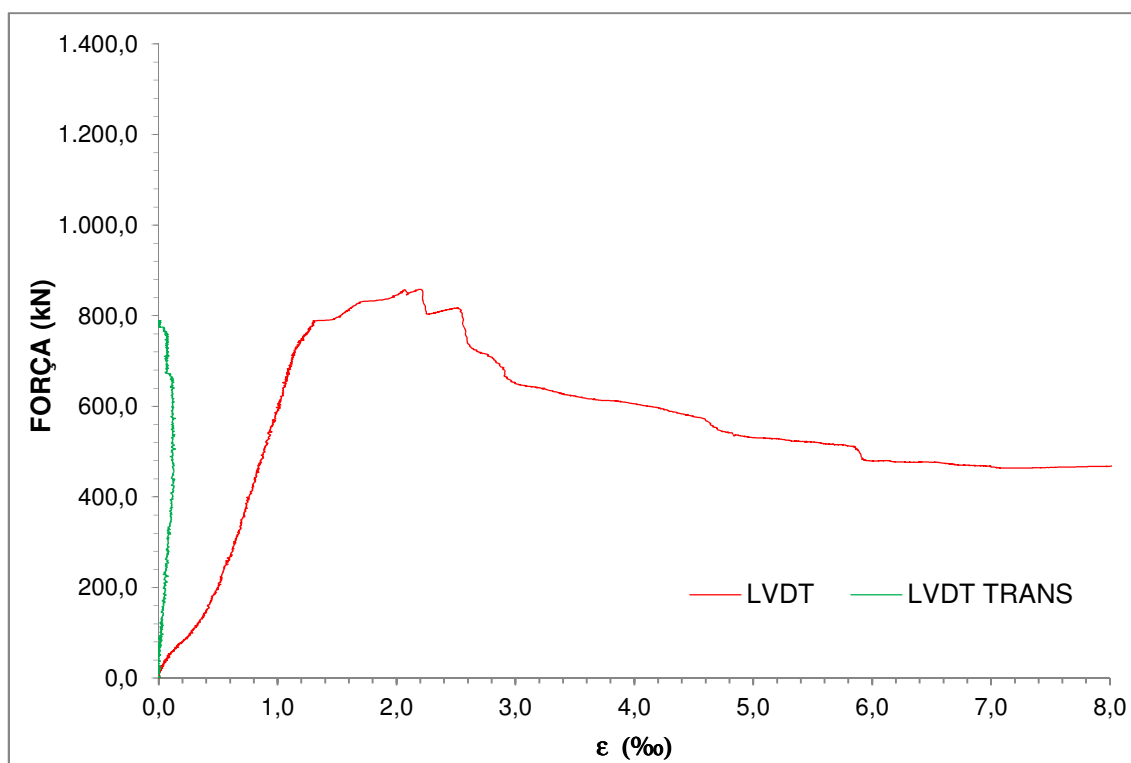


Figura 4.29– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-30-5,0-100.

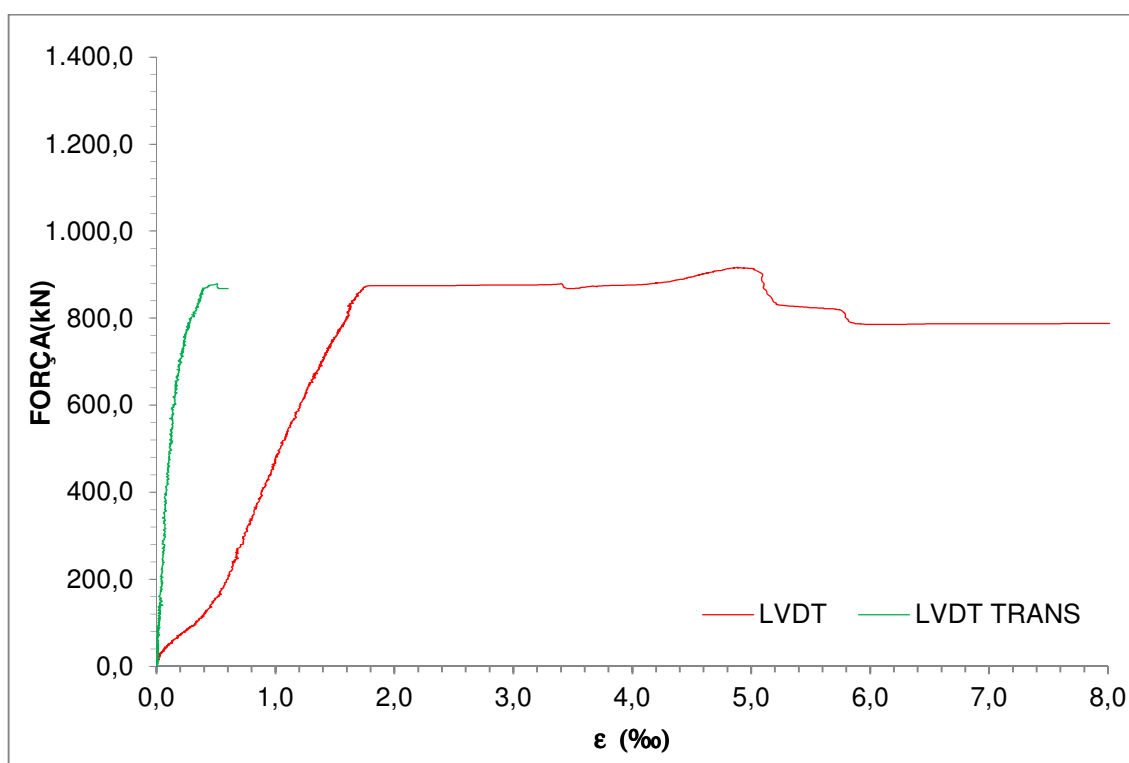


Figura 4.30– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-60-5,0-100.

Nota-se, na Figura 4.30, que o LVDT transversal do pilar P1-60-5,0-100 só teve registro de dados até a carga última. Houve um ganho de resistência após a perda do cobrimento das armaduras, indicando a formação de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal.

Nas Figuras 4.33 e 4.34, apresenta-se o padrão de fissuração dos pilares supracitados.



Figura 4.31– Padrão de ruptura final do pilar P1-30-4,2-100.



Figura 4.32– Padrão de ruptura final do pilar P1-60-4,2-100.



Figura 4.33– Padrão de ruptura final do pilar P1-30-5,0-100.



Figura 4.34– Padrão de ruptura final do pilar P1-60-5,0-100.

4.4.1.4 Pilar P1-30-4,2-120; P1-60-4,2-120; P1-30-5,0-120 e P1-60-5,0-120

Nas Figuras 4.35 e 4.36, apresentam-se as curvas força vs. deformação dos pilares P1-30-4,2-120 e P1-30-4,2-120. No primeiro pilar o LVDT transversal só teve aquisição de dados até a força última. Obteve-se um ganho de resistência após a perda do cobrimento das armaduras, indicando a formação de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal. A seção central do pilar ficou bastante destruída após a ruptura.

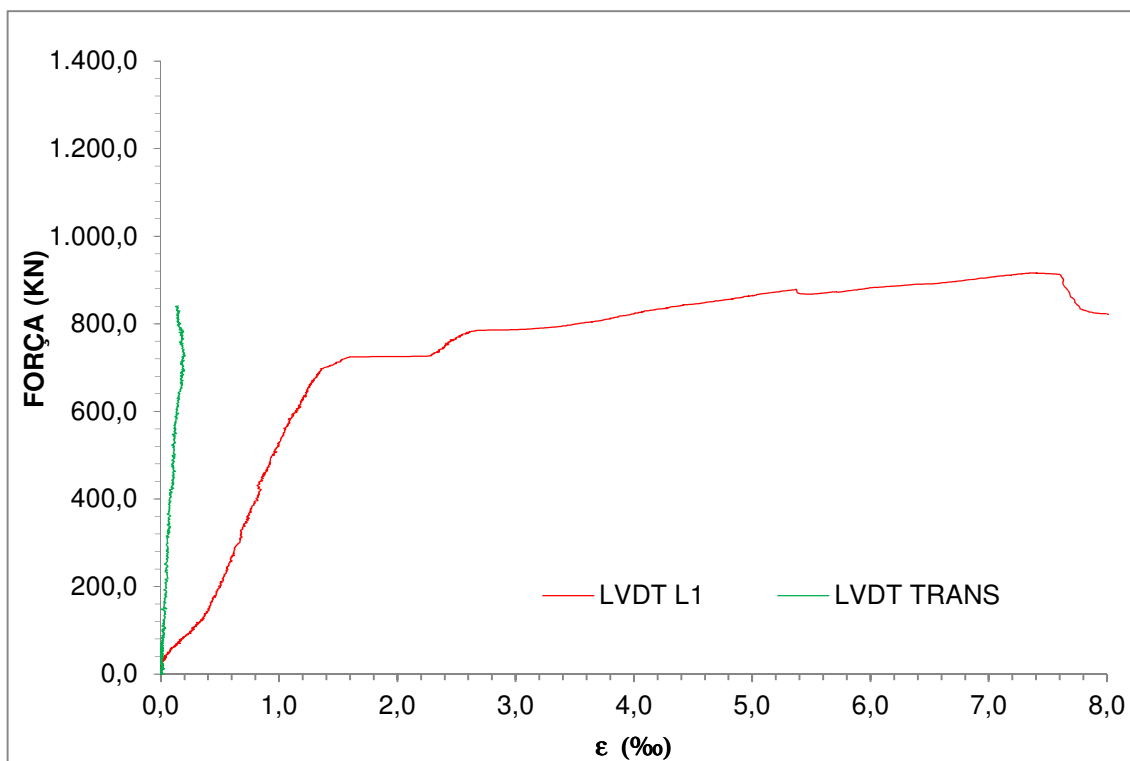


Figura 4.35– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P1-30-4,2-120.

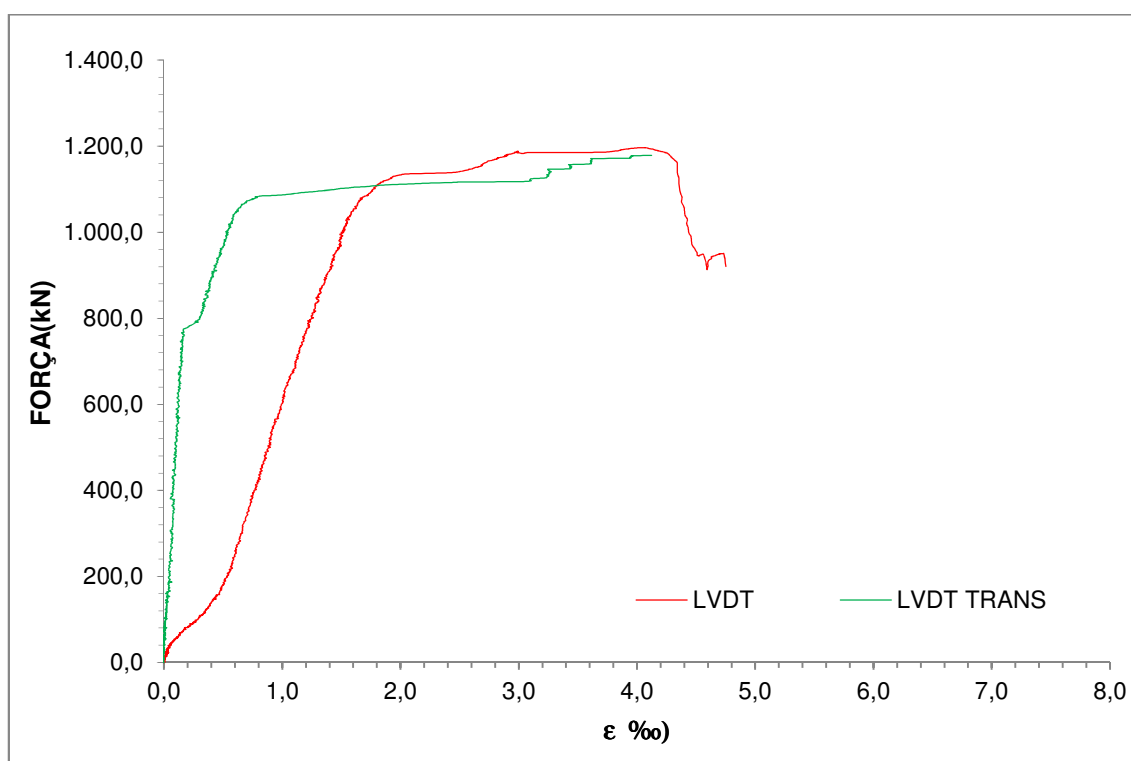


Figura 4.36– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P1-60-4,2-120.

Nota-se, na Figura 4.36, que o P1-60-4,2-120 obteve ganho de resistência após a perda do cobrimento das armaduras, indicando a formação de um núcleo confinado. Este ganho não foi considerável, devido à ruptura prematura por flambagem da armadura longitudinal. Esta ruptura, no caso, provocou a ruptura da solda da armadura transversal central.

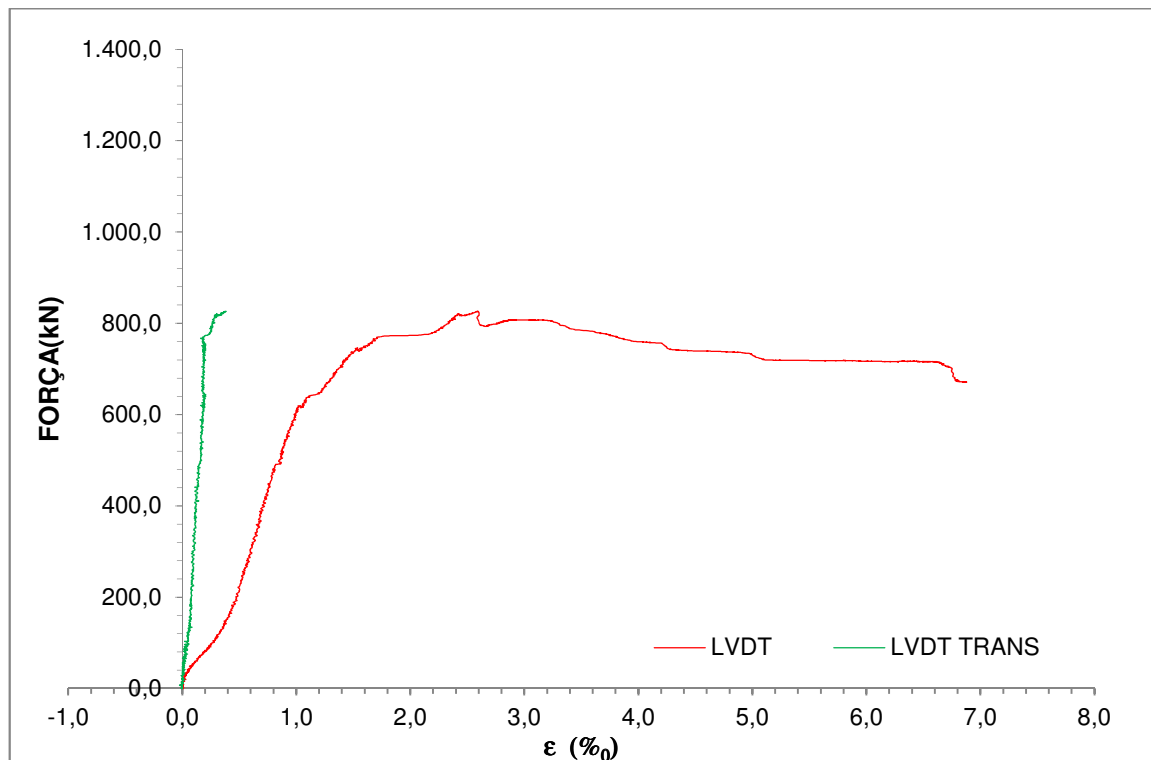


Figura 4.37– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P1-30-5,0-120.

Nas Figuras 4.37 e 4,38, apresenta-se a curva força vs. deformação dos pilares P1-30-5,0-120 e P1-60-5,0-120. No primeiro pilar o LVDT transversal só teve aquisição de dados até a força última. Ocorreu ganho de resistência após a perda do cobrimento das armaduras, indicando a formação de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à flambagem da armadura longitudinal e à ruptura da solda na transversal.

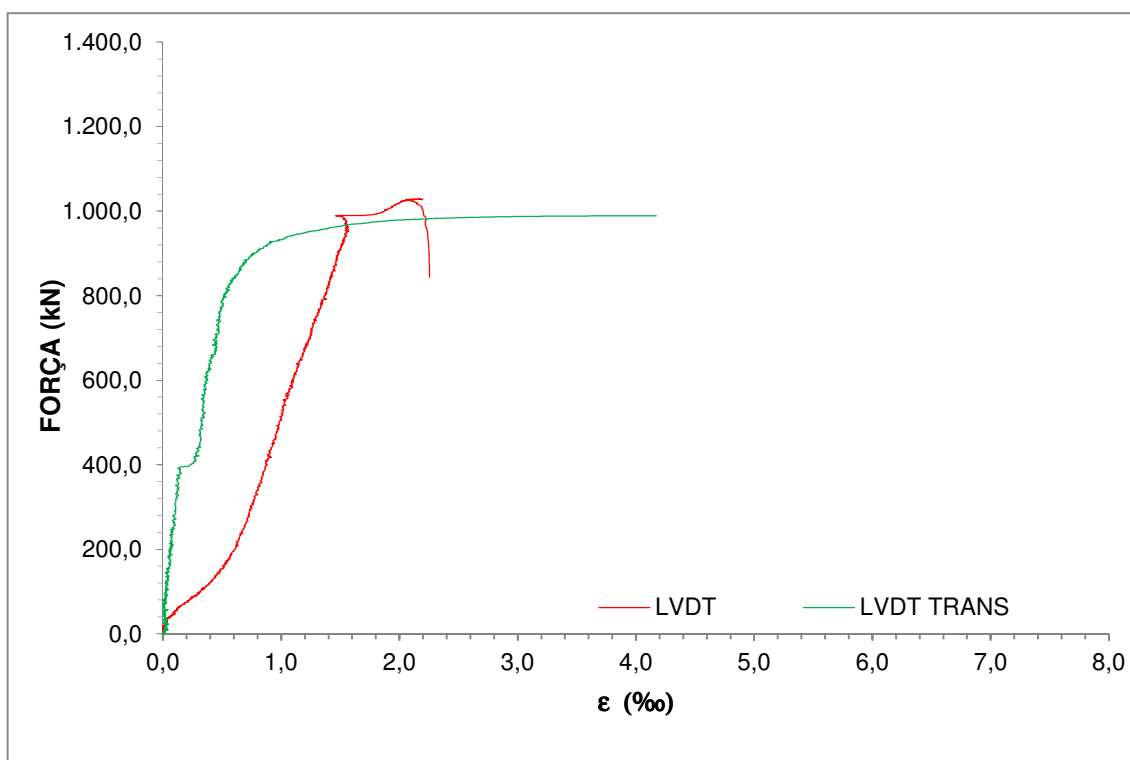


Figura 4.38– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P1-60-5,0-120.

A Figura 4.38 apresenta a curva força vs. deformação P1-60-5,0-120. Os LVDTs só tiveram aquisição de dados até a força última, o que impediu a confirmação da formação do núcleo confinado. A ruptura foi devido à perda do concreto de cobertura e à flambagem da armadura longitudinal com ruptura da solda na transversal.

Nas Figuras 4.39 a 4.42, apresenta-se o padrão de fissuração dos pilares supracitados.



Figura 4.39– Padrão de ruptura final do pilar P1-30-4,2-120.



Figura 4.40– Padrão de ruptura final do pilar P1-60-4,2-120.



Figura 4.41– Padrão de ruptura final do pilar P1-30-5,0-120.



Figura 4.42– Padrão de ruptura final do pilar P1-60-5,0-120.

4.4.2 Pilares da série P2

A instrumentação e a respectiva numeração, usada nos pilares da série 2, estão na Figura 4.43.

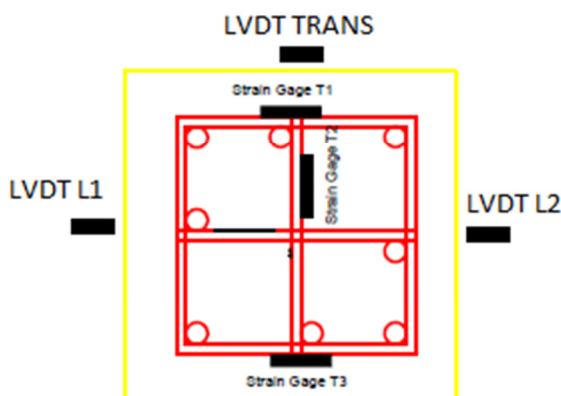


Figura 4.43 – Numeração dos LVDTs e dos *strain gage* da série 2.

4.4.2.1 Pilares P2-30-4,2-30; P2-60-4,2-30; P2-30-5,0-30 e P2-60-5,0-30

Nas Figuras 4.44 e 4.45, apresentam-se as curvas força vs. deformação dos pilares P2-30-4,2-30 e P2-60-4,2-30. Observou-se, no primeiro pilar, que na força última, ocorreu à perda do cobrimento e, com isso, houve, primeiramente, uma redução na força e, depois, ela voltou a aumentar, confirmando a formação do núcleo de confinamento. A ruptura foi devido à ruptura da solda da armadura transversal.

Observa-se, na Figura 4.45, que o LVDT transversal do P2-60-4,2-30 teve pouca aquisição de dados. Após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, indicando, assim, a formação clara de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à ruptura da solda da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

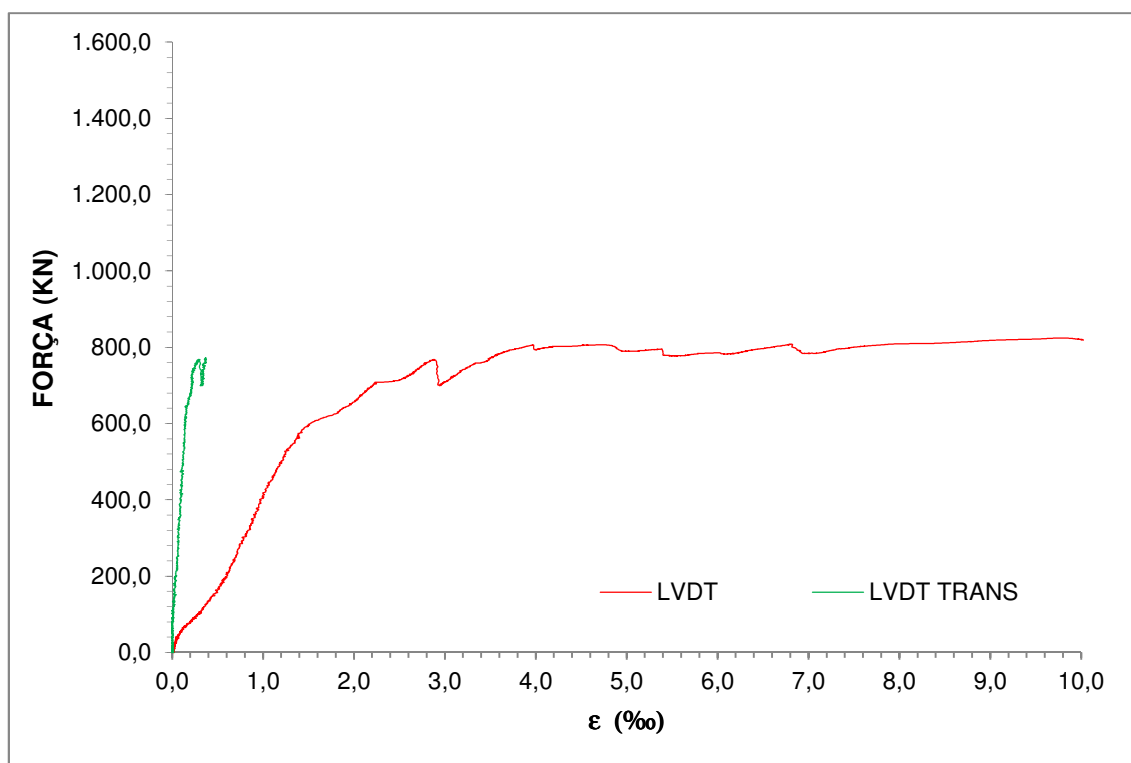


Figura 4.44– Diagrama força vs. deformação obtida para cada LVDT do pilar P2-30-4,2-30.

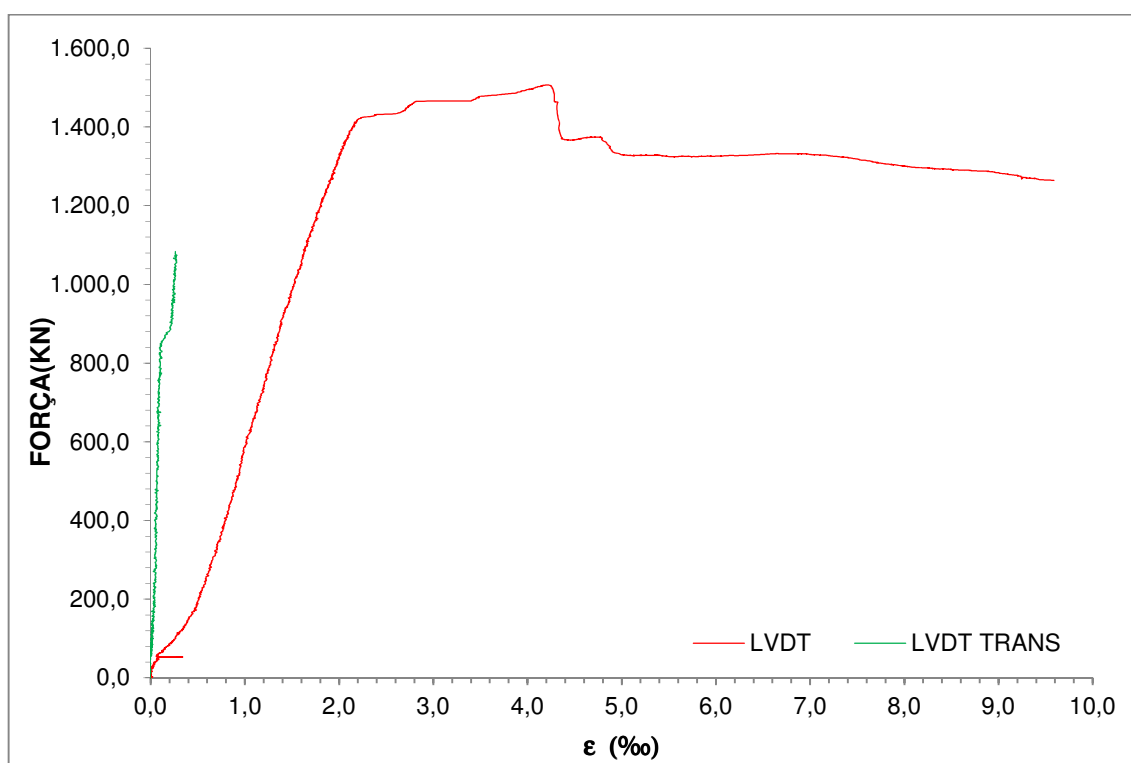


Figura 4.45– Diagrama força vs. deformação obtida para cada LVDT do pilar P2-60-4,2-30.

Observa-se, nas Figuras 4.48 e 4.49, o padrão de ruptura de ambos os pilares supracitados.

Nas Figuras 4.46 e 4.47, apresenta-se a curva força vs. deformação de P2-30-5,0-30 e P2-30-5,0-30. Notou-se que no primeiro o LVDT transversal teve pouca aquisição de dados. Após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, demonstrando a formação clara de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à ruptura da solda da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

A Figura 4.47 mostra que no P2-60-5,0-30 o LVDT transversal teve pouca aquisição de dados. Após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, o que indicou a formação clara de um núcleo confinado. A ruptura foi devida à quebra da solda da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

Observa-se, nas Figuras 4.48 e 4.49, o padrão de ruptura de ambos os pilares supracitados.

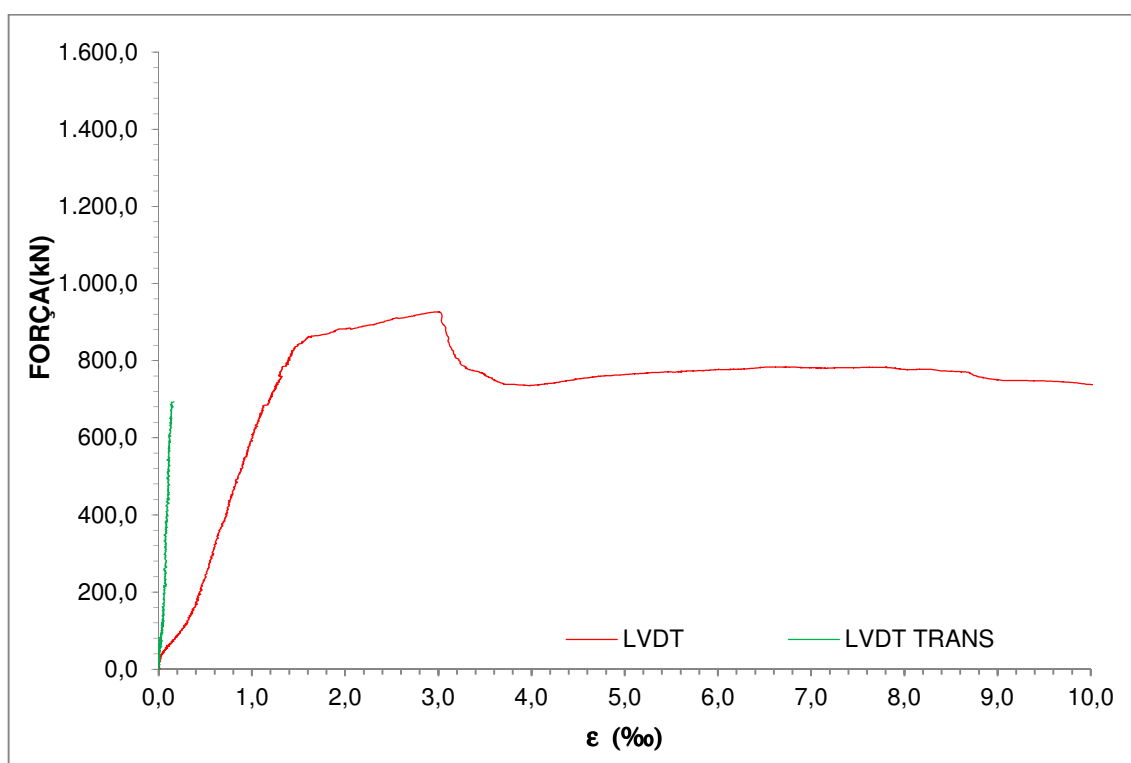


Figura 4.46– Diagrama força vs. deformação obtida para cada LVDT do pilar P2-30-5,0-30.

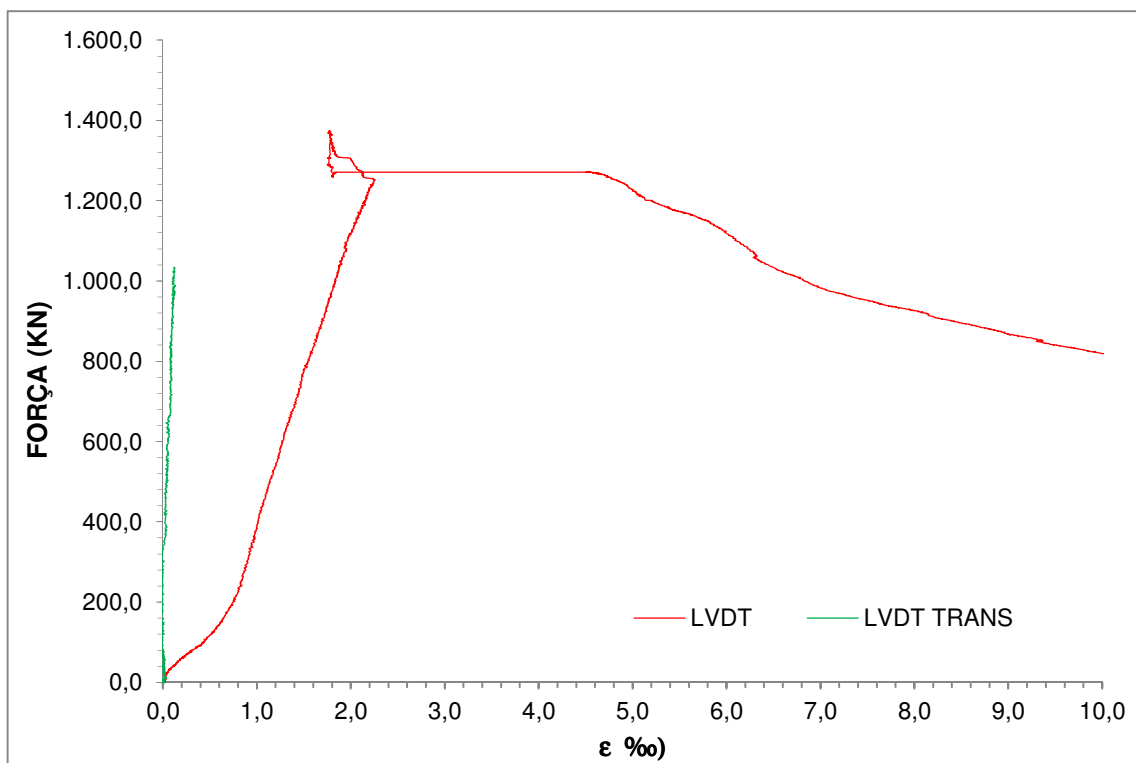


Figura 4.47– Diagrama força vs. deformação obtida para cada LVDT do pilar P2-60-5,0-30.



Figura 4.48– Padrão de ruptura do pilar P2-30-4,2-30.



Figura 4.49– Padrão de ruptura do pilar P2-60-4,2-30.



Figura 4.50– Padrão de ruptura do pilar P2-30-5,0-30.



Figura 4.51– Padrão de ruptura do pilar P2-60-5,0-30.

4.4.2.2 Pilares P2-30-4,2-70; P2-60-4,2-70; P2-30-5,0-70 e P2-60-5,0-70

Nas Figuras 4.52 e 4.53 apresenta-se a curva força vs. deformação dos pilares P2-30-4,2-70 e P2-60-4,2-70. No primeiro pilar o LVDT transversal, por sua vez, teve registro de dados até a carga última. Em suma, ocorreu perda do cobrimento.

Observa-se, na Figura 4.53, que no P2-60-4,2-70 o LVDT transversal teve pouca aquisição de dados. Após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, indicando a formação clara de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à ruptura da solda da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

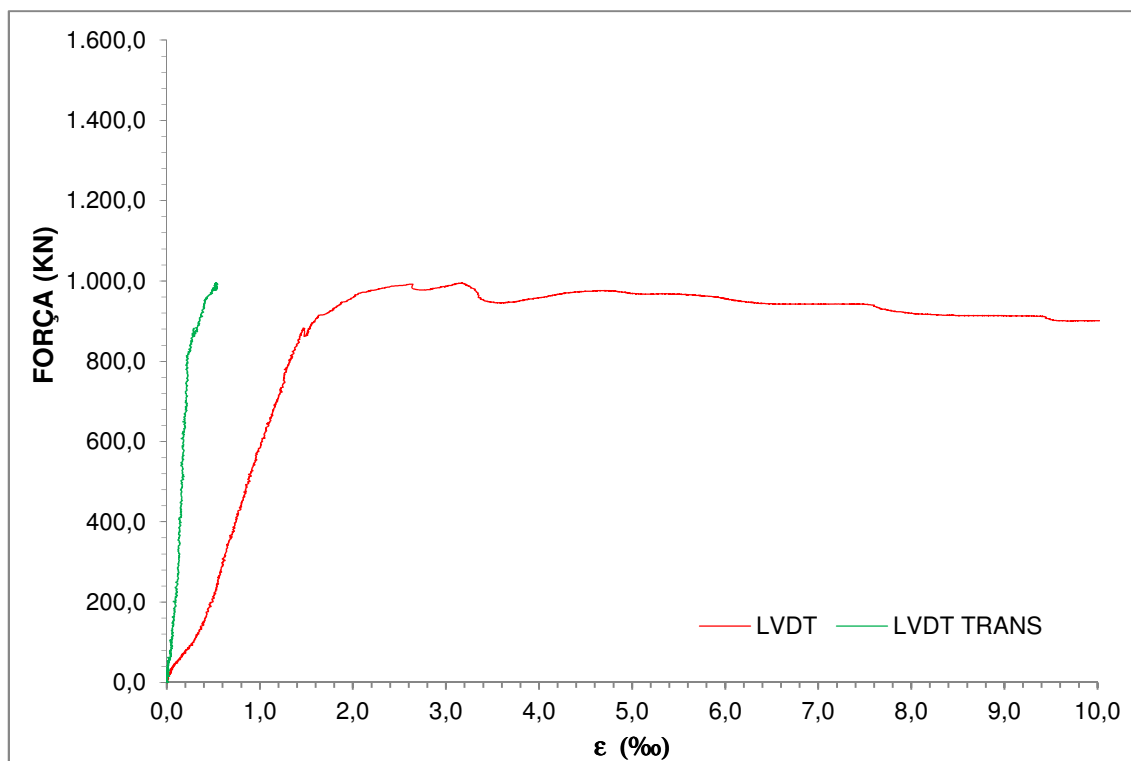


Figura 4.52– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-30-4,2-70.

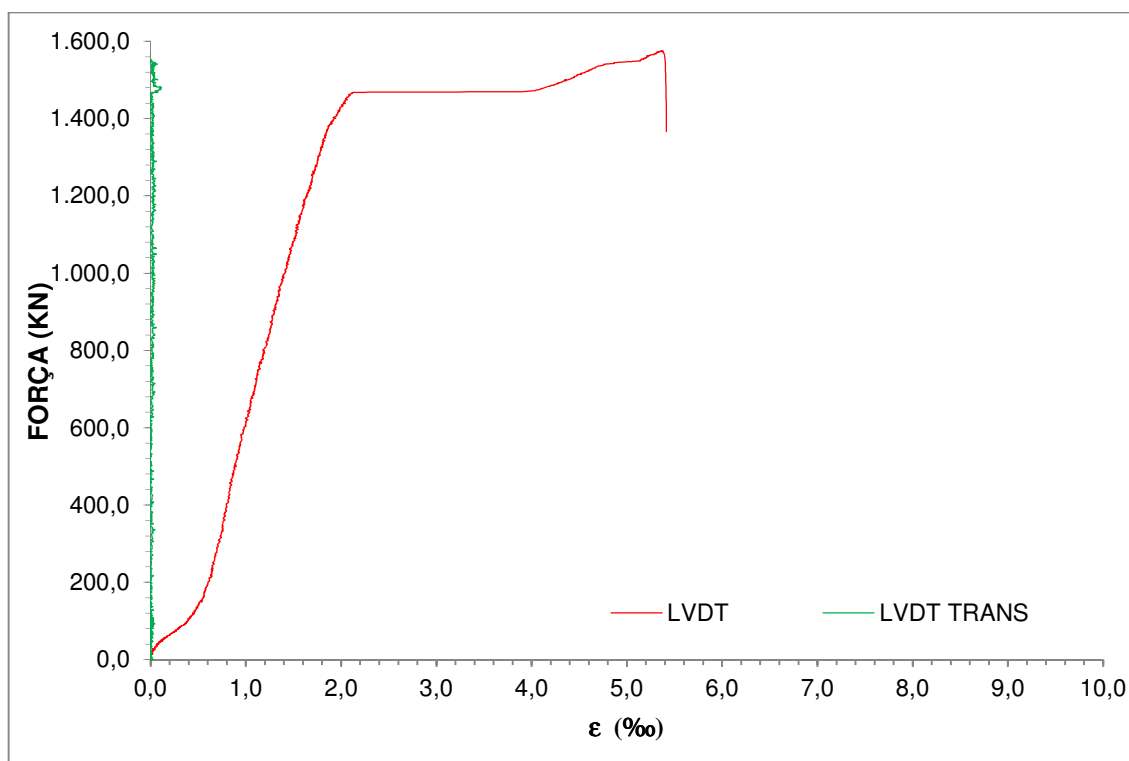


Figura 4.53– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-60-4,2-70.

Nas Figuras 4.54 e 4.55, apresentam-se as curvas carga vs. deformação dos pilares P2-30-5,0-70 e P2-30-5,0-70. Nota-se que no primeiro pilar que após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, demonstrando a formação clara de um núcleo confinado. Todos os LVDTs se mantiveram registrando dados até o final do ensaio. A ruptura foi devido à falha da solda da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

Na Figura 4.55, apresenta-se a curva carga vs. deformação do pilar P2-60-5,0-70. Nota-se que após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, indicando a formação clara de um núcleo confinado. A ruptura foi devido à ruptura da solda da armadura transversal e à flambagem da armadura longitudinal.

Observa-se, nas Figuras 4.56 a 4.59, o padrão de ruptura dos pilares supracitados.

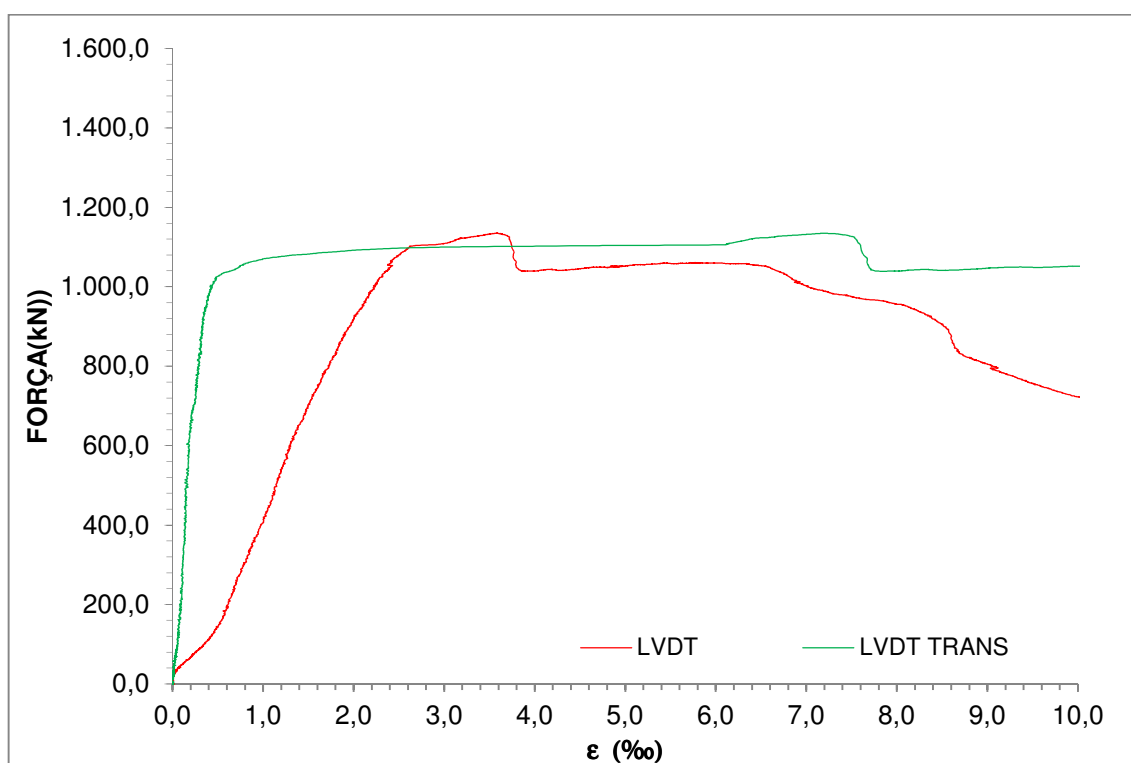


Figura 4.54– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-30-5,0-70.

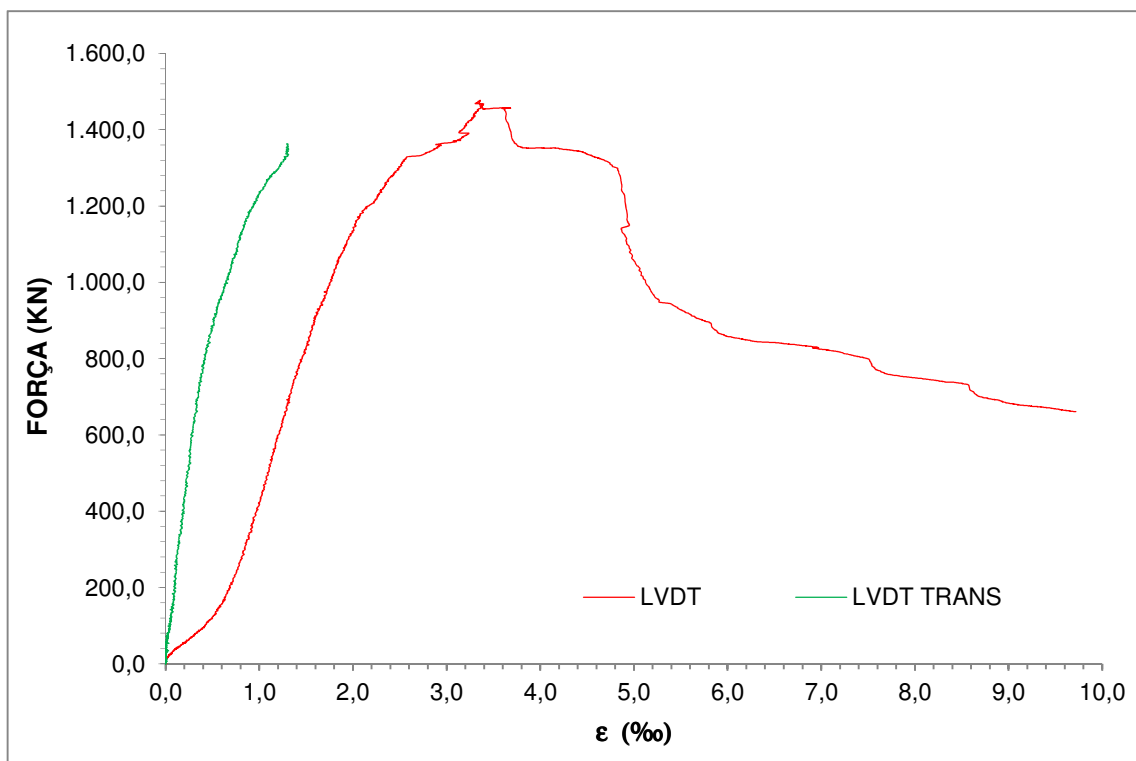


Figura 4.55– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-60-5,0-70.



Figura 4.56– Padrão de ruptura do pilar P2-30-4,2-70.



Figura 4.57– Padrão de ruptura do pilar P2-60-4,2-70.



Figura 4.58– Padrão de ruptura do pilar P2-30-5,0-70.



Figura 4.59– Padrão de ruptura do pilar P2-60-5,0-70.

4.4.2.3 Pilares P2-30-4,2-100; P2-60-4,2-100; P2-30-5,0-100 e P2-60-5,0-100

Nas Figuras 4.60 e 4.61, apresentam-se as curvas carga vs. deformação dos pilares P2-30-4,2-100 e P2-30-4,2-100. Observa-se que no primeiro pilar que após a perda do cobrimento, o pilar se estabilizou e voltou a ganhar resistência, indicando a formação de um núcleo confinado. O ensaio foi encerrado antes do colapso total do pilar. O LVDT transversal não obteve grandes deformações.

Na Figura 4.61, nota-se que no pilar P2-60-4,2-100 após a perda do cobrimento, o pilar experimentou uma perda de resistência, depois voltou a recuperá-la, indicando a formação de um núcleo confinado. O LVDT transversal foi perdido antes mesmo de atingir o pico. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por quebra da solda da transversal.

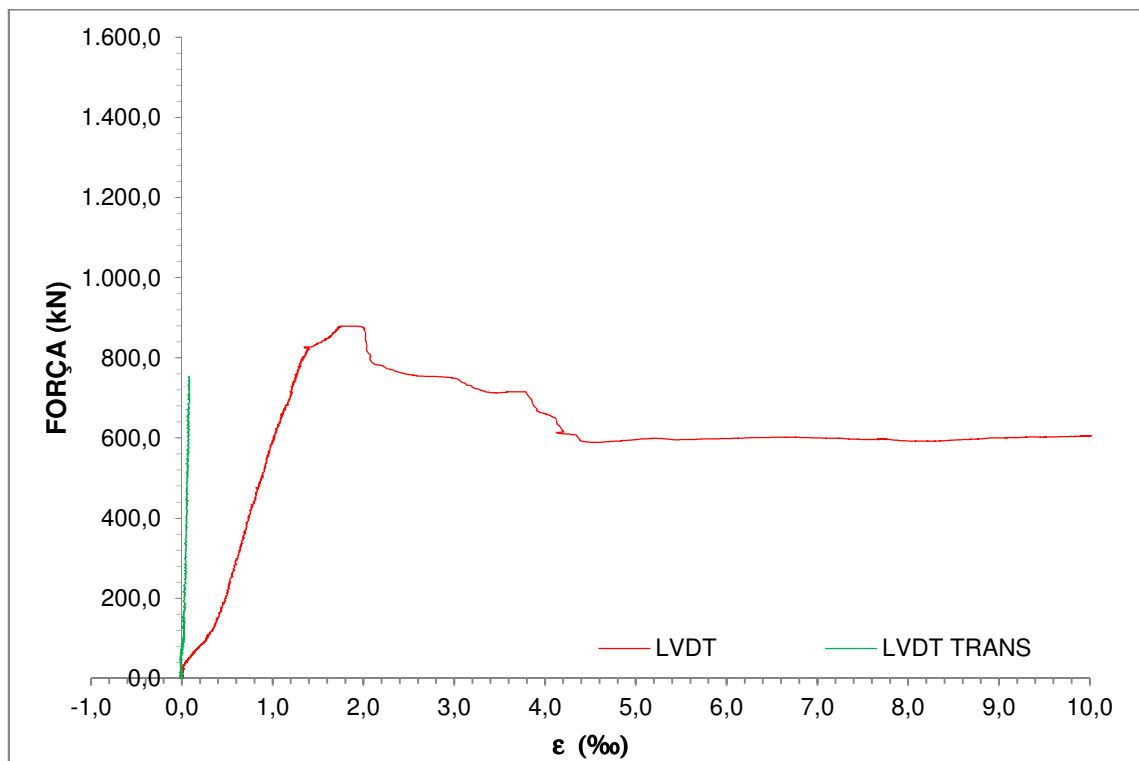


Figura 4.60– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-30-4,2-100.

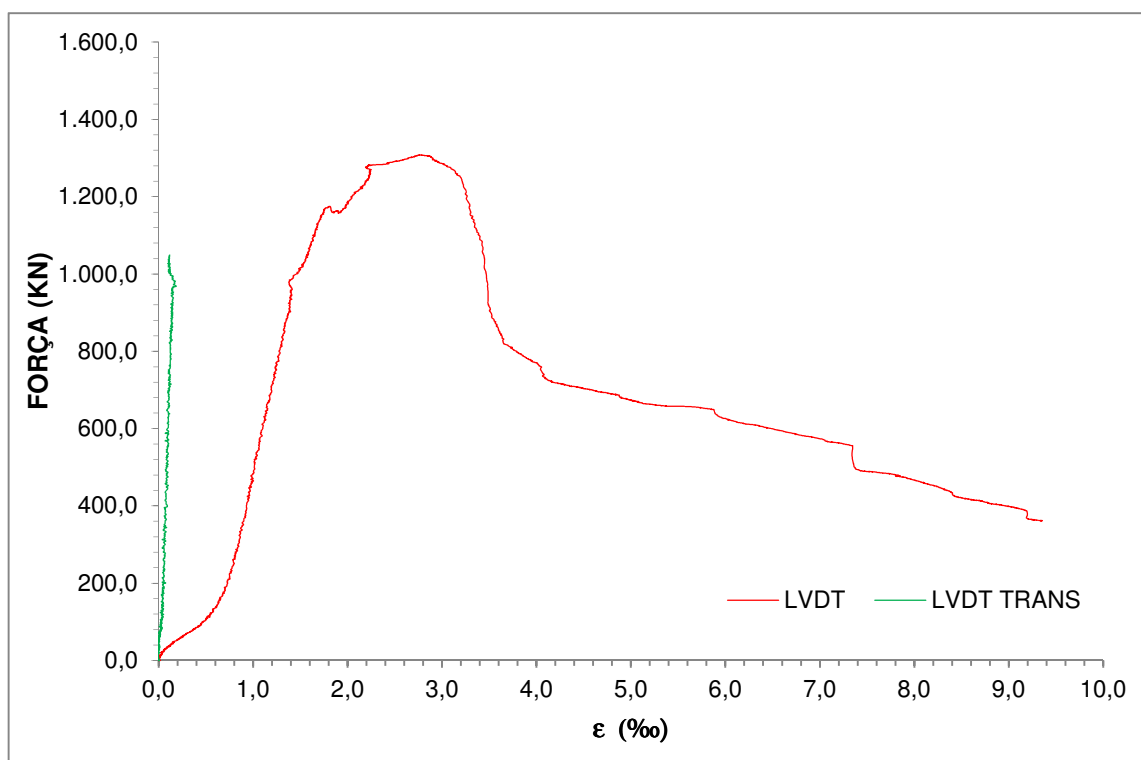


Figura 4.61– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-60-4,2-100.

Observa-se, nas Figura 4.62 e 4.63, a curva força vs. deformação dos pilares P2-30-5,0-100 e P2-60-5,0-100. No primeiro pilar, o P2-30-5,0-100, após a perda do cobrimento, o pilar se recuperou e voltou a ganhar resistência, indicando a formação de um núcleo confinado. O LVDT transversal não mediu deformação até a carga. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por ruptura da solda da transversal.

Nota-se, na Figura 4.63, que no pilar P2-60-5,0-100 mesmo após a perda do cobrimento, ele ainda teve um ganho de resistência, o que indicou a formação de um núcleo confinado. O LVDT transversal só mediu deformação até a carga última. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por ruptura da solda da transversal.

Observa-se, nas Figuras 4.64 e 4.67, o padrão de ruptura dos pilares supracitados.

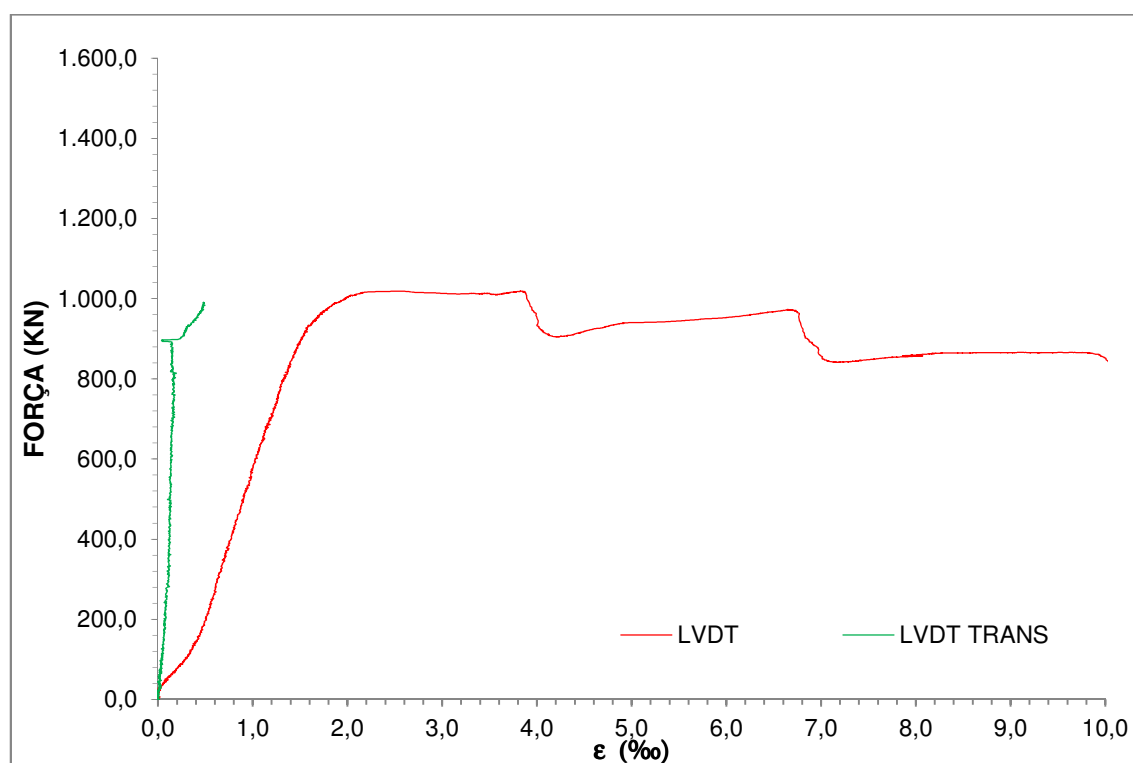


Figura 4.62– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-30-5,0-100.

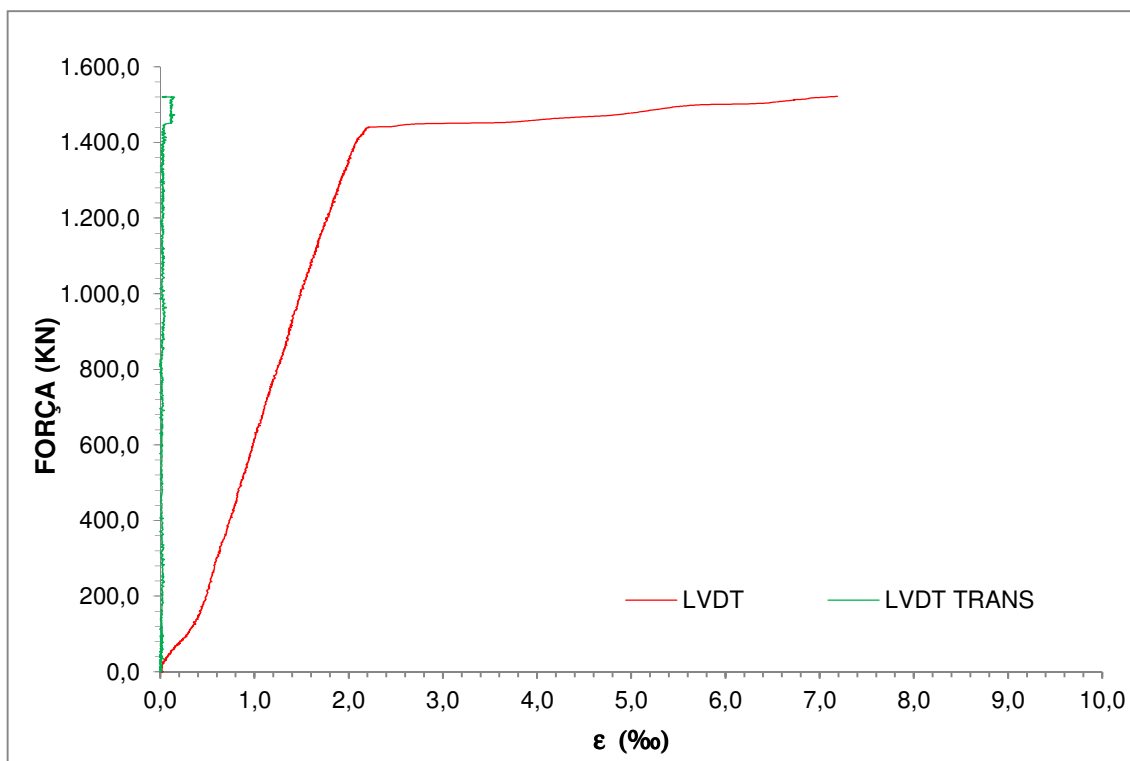


Figura 4.63– Diagrama força vs. deformação traçado para cada LVDT do pilar P2-60-5,0-100.



Figura 4.64– Padrão de ruptura do pilar P2-30-4,2-100.



Figura 4.65– Padrão de ruptura do pilar P2-60-4,2-100.



Figura 4.66– Padrão de ruptura do pilar P2-30-5,0-100.



Figura 4.67– Padrão de ruptura do pilar P2-60-5,0-100.

4.4.2.4 Pilares P2-30-4,2-120; P2-60-4,2-120; P2-30-5,0-120 e P2-60-5,0-120

Nas Figuras 4.68 e 4.69, apresentam-se as curvas força vs. deformação dos pilares P2-30-4,2-120 e P2-60-4,2-120. Nota-se que no primeiro pilar mesmo após a perda do cobrimento, o pilar teve um ganho de resistência, o que indicou a formação de um núcleo confinado. O LVDT transversal parou antes mesmo de atingir a força última. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por quebra da solda da transversal.

Na Figura 4.69, nota-se que o pilar P2-60-4,2-120 mesmo após a perda do cobrimento, ele teve ganho de resistência, indicando a formação de um núcleo confinado. o LVDT transversal foi perdido antes mesmo de alcançar a força última. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por ruptura da solda da transversal.

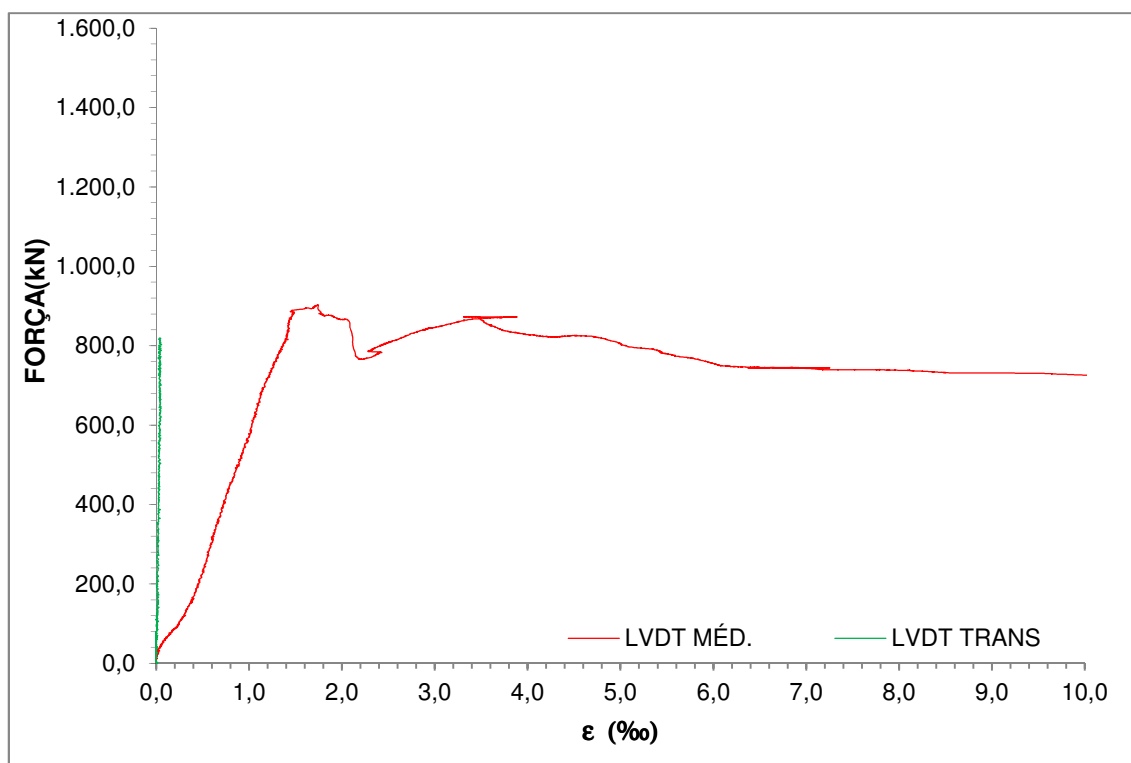


Figura 4.68– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-30-4,2-120.

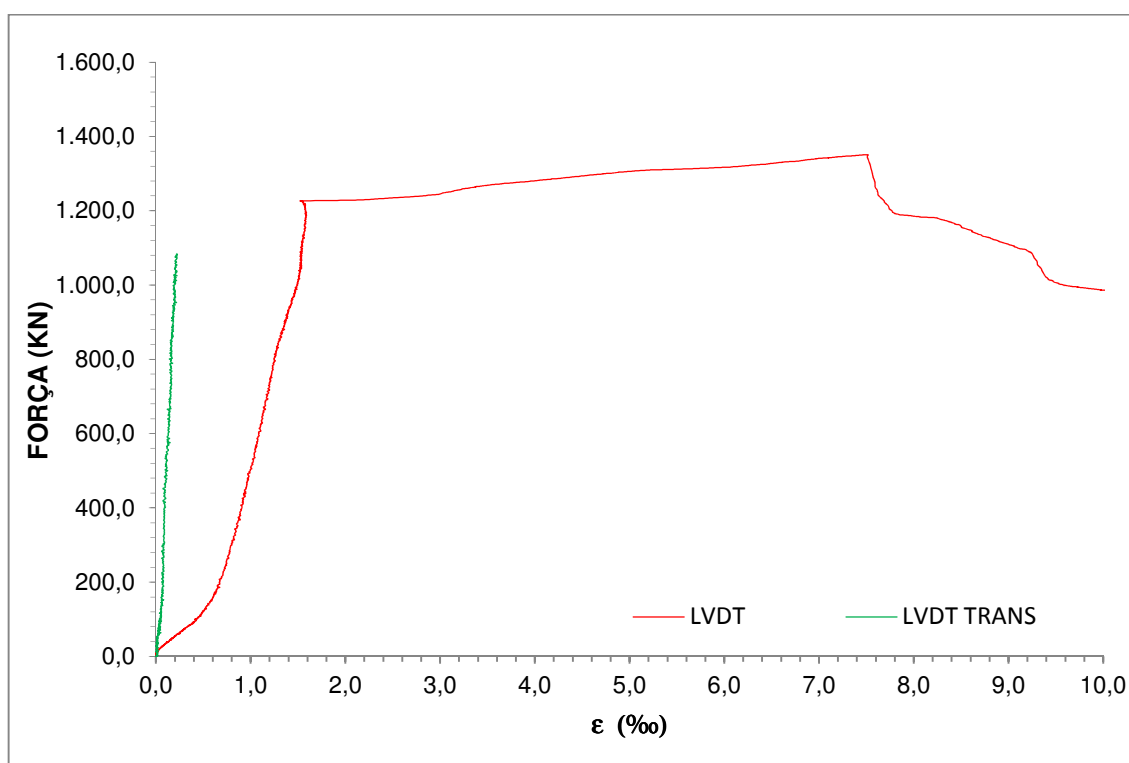


Figura 4.69– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-60-4,2-120.

Nas Figuras 4.70 e 4.71, apresentam-se as curvas força vs. deformação de P2-30-5,0-120 e P2-60-5,0-120. Observa-se que o primeiro mesmo após a perda do cobrimento, o pilar teve ganho de resistência, o que indicou a formação de um núcleo confinado. O LVDT transversal só mediu deformação até a força última. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por quebra da solda da transversal.

Na Figura 4.71, notou-se que P2-60-5,0-120 mesmo após a perda do cobrimento, o pilar teve ganho de resistência, o que indicou a formação de um núcleo confinado. O LVDT transversal parou antes de atingir a força ultima. A ruptura foi por flambagem da armadura longitudinal e por quebra da solda da transversal.

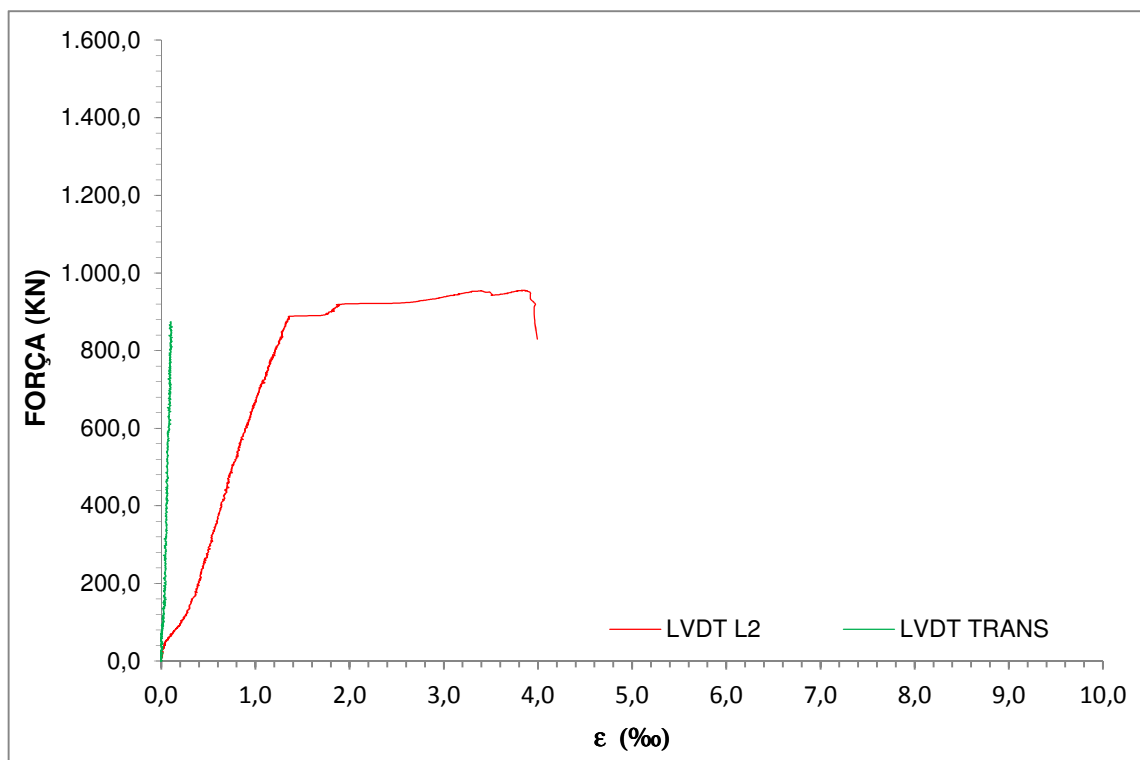


Figura 4.70– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-30-5,0-120.

Observa-se, nas Figuras 4.72 a 4.75, o padrão de ruptura dos pilares supracitados.

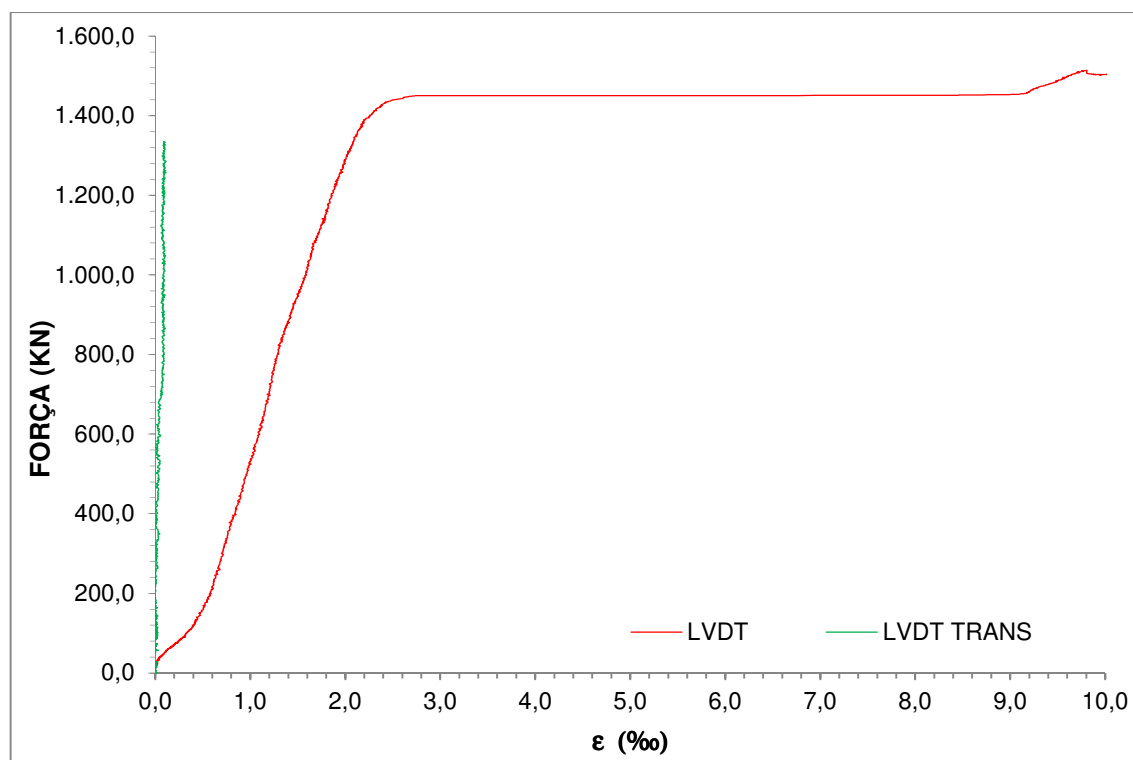


Figura 4.71– Diagrama força vs. deformação obtido para cada LVDT do pilar P2-60-5,0-120.



Figura 4.72– Padrão de ruptura do pilar P2-30-4,2-120.



Figura 4.73– Padrão de ruptura do pilar P2-60-4,2-120.



Figura 4.74– Padrão de ruptura do pilar P2-30-5,0-120.



Figura 4.75–Padrão de ruptura do pilar P2-60-5,0-120.

Nas Figuras 4.76, 4.77, 4.78, 4.79, 4.80, 4.81, 4.82 e 4.83, apresentam-se os grupos de pilares desta pesquisa após a ruptura.



Figura 4.76– Pilares de 60 MPa e espaçamento de 30mm.



Figura 4.77– Pilares de 60 MPa e espaçamento de 70mm.



Figura 4.78– Pilares de 60 MPa e espaçamento de 100 mm.



Figura 4.79– Pilares de 60 MPa e espaçamento de 120 mm.



Figura 4.80– Pilares de 30 MPa e espaçamento de 30 mm.



Figura 4.81– Pilares de 30 MPa e espaçamento de 70 mm.



Figura 4.82– de Pilares 30 MPa e espaçamento de 100 mm.



Figura 4.83– Pilares de 30 MPa e espaçamento de 120 mm.

4.5- Comportamentos dos pilares avaliando a deformação das armaduras

Para a análise do comportamento dos pilares, apresentamos a deformação experimentada pelas armaduras longitudinal e transversal, e mostramos a seguir as curvas força vs. deformação dos *strain gage* de cada pilar.

Notamos que poucos pilares obtiveram deformação acima da de escoamento dos aços adotados. São elas 2,17 ‰ para armadura longitudinal (10 mm) e para as transversais; 2,12‰, para o diâmetro 4,2 mm e 2,00‰ para a de 5,0 mm.

4.5.1- Pilares da série 1.

Nesta série manteve-se constante o modelo da armadura transversal, porém foi variada a resistência do concreto, a taxa de armadura, o espaçamento e o diâmetro.

A Figura 4.84 mostra o posicionamento de cada *strain gage* desta série.

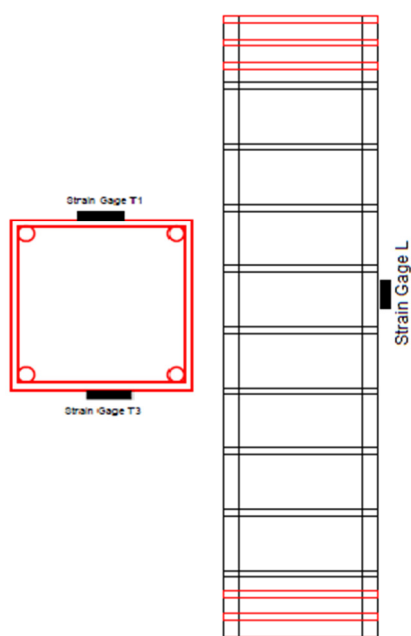


Figura 4.84 – Posicionamento dos *strain gage* no modelo 1 de pilares.

As Figuras 4.85 a 4.92 mostram as curvas força vs. deformação das armaduras longitudinal e transversal, assim como a deformação de escoamento obtida de ensaio de tração para cada armadura utilizada nos pilares. Uma análise das deformações atingidas pelas armaduras transversais e longitudinais são apresentadas no capítulo 5. Observa-se que as armaduras longitudinais e transversais não atingiram deformações maiores que as de escoamento (ϵ_y^*).

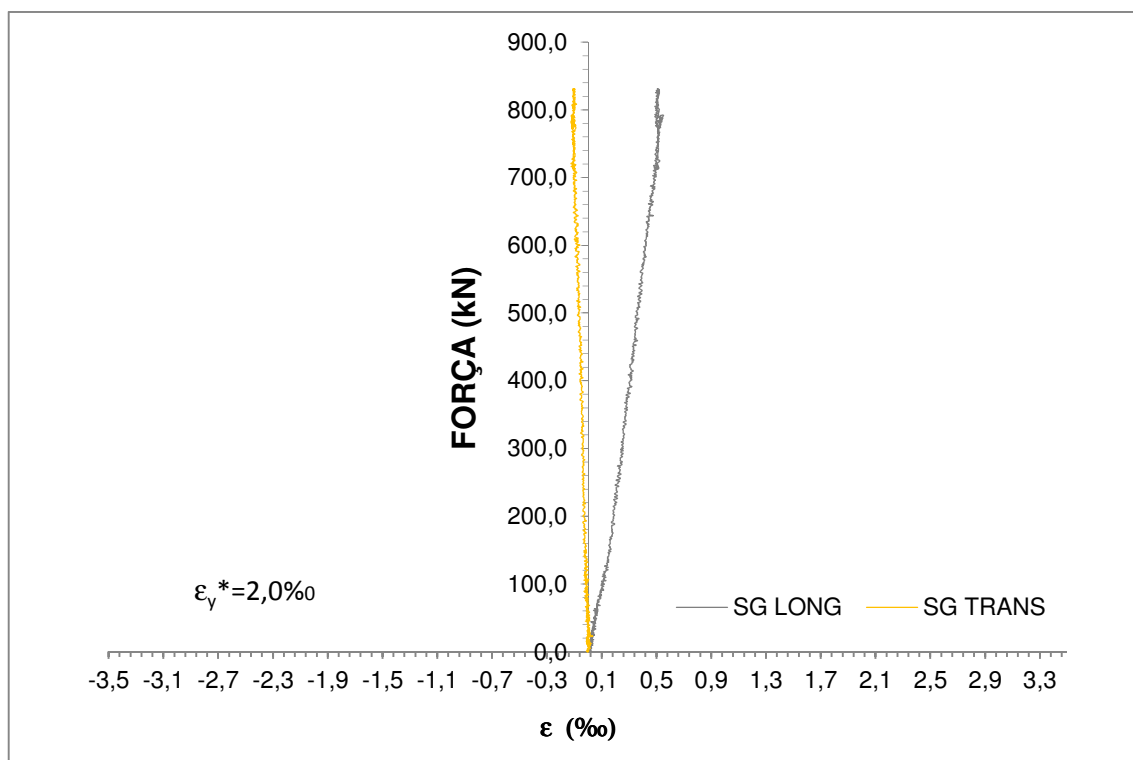


Figura 4.85– Diagrama força vs. deformação obtida em cada *strain gage* do pilar P1-30-4,2-30.

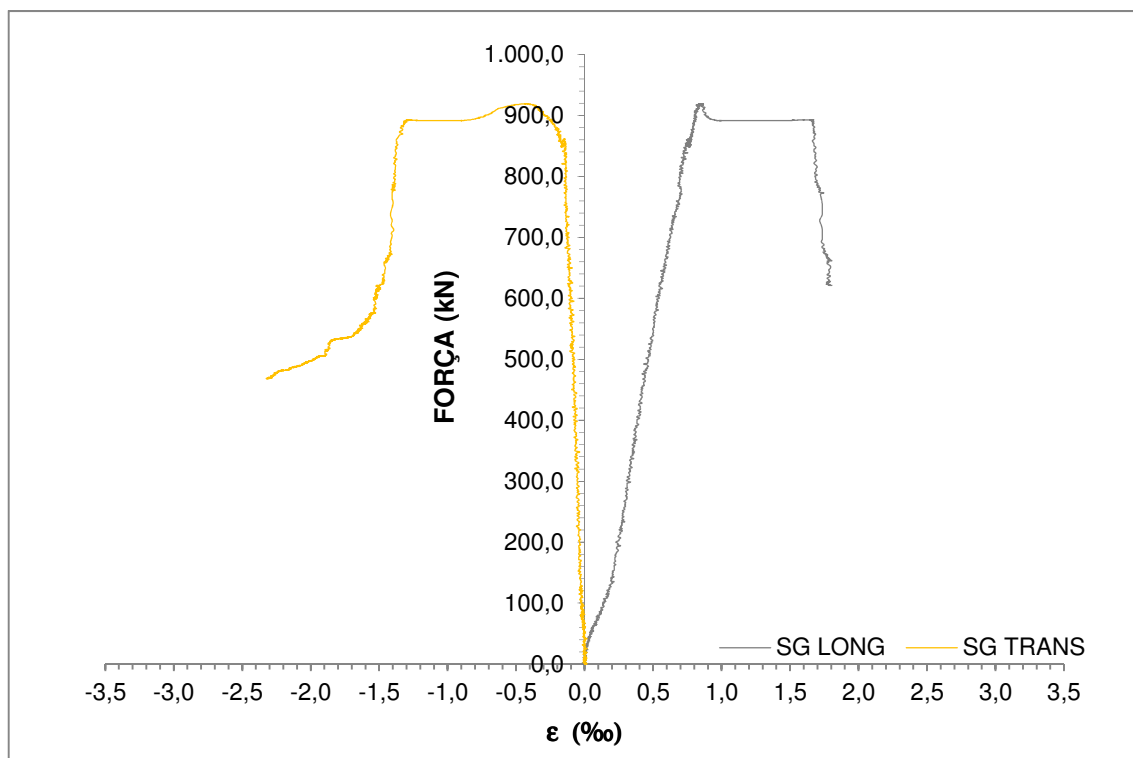


Figura 4.86– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-4,2-70.

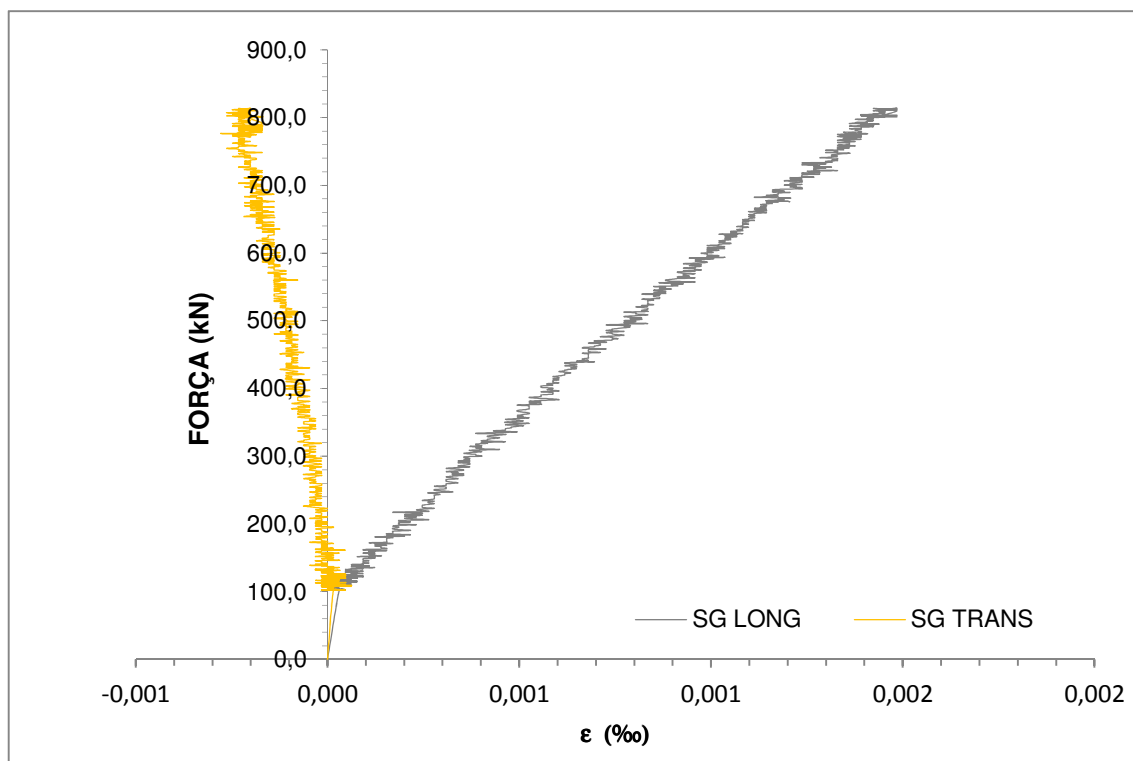


Figura 4.87– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-4,2-100.

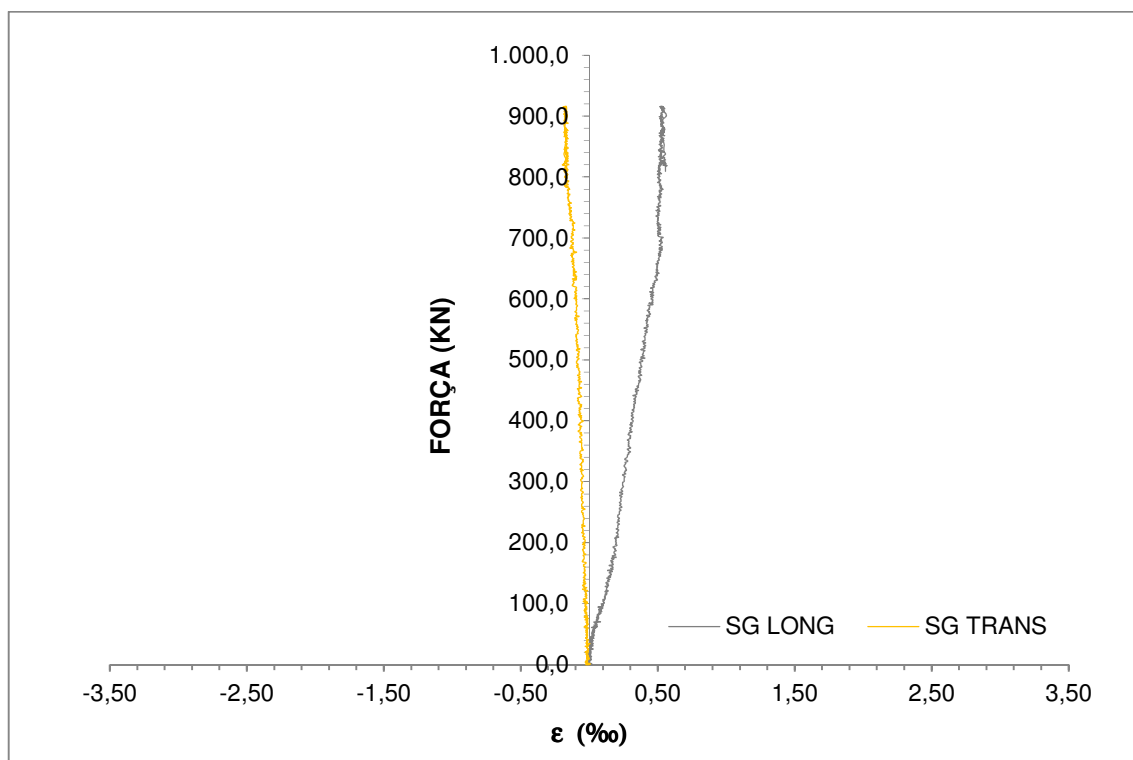


Figura 4.88– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-4,2-120.

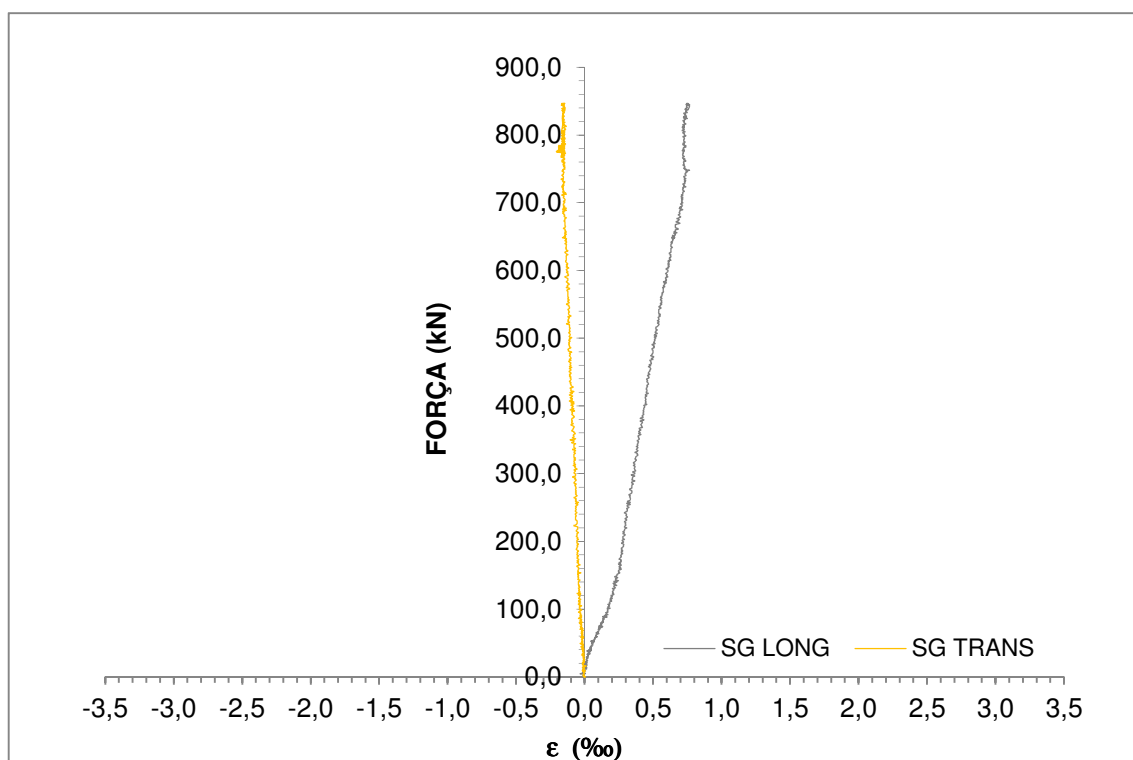


Figura 4.89– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-5,0-30.

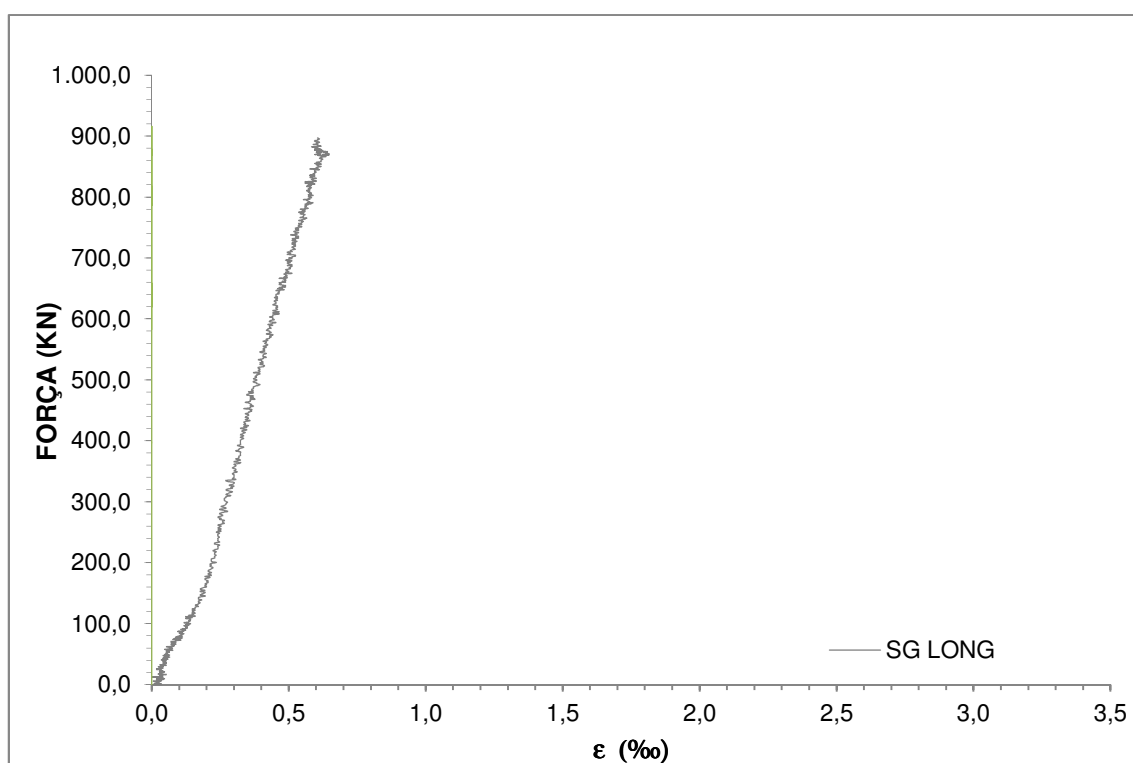


Figura 4.90– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-5,0-70.

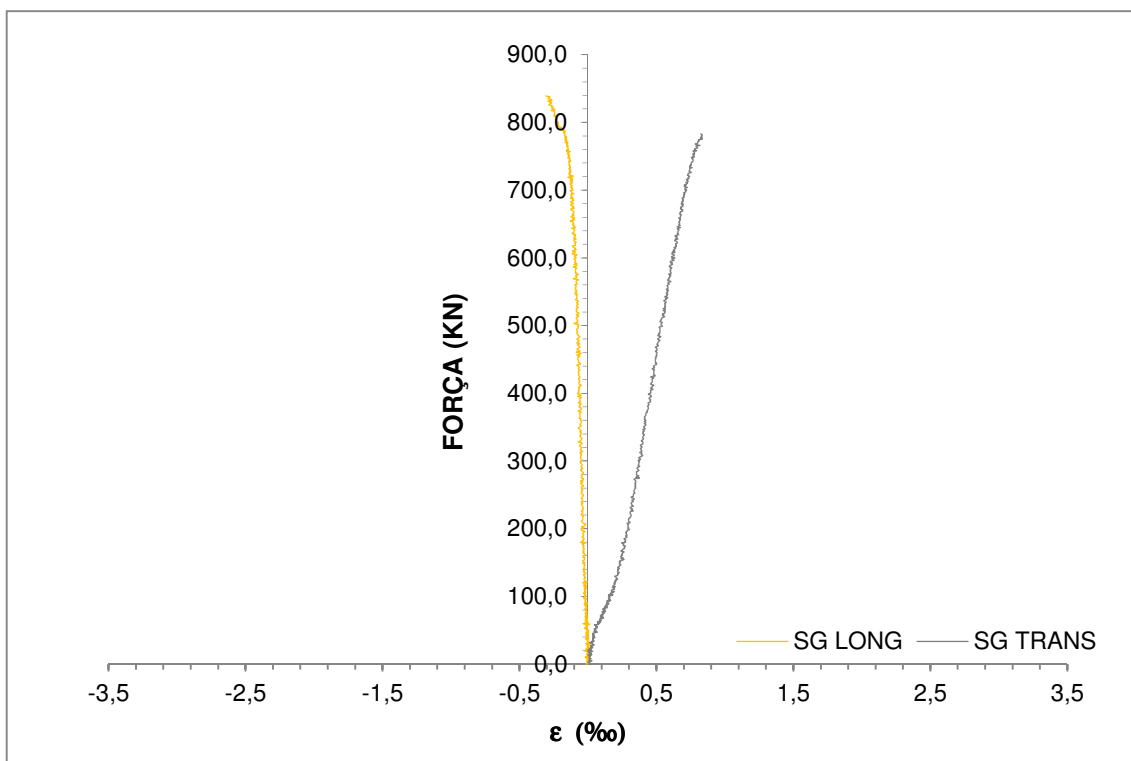


Figura 4.91– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-5,0-100.

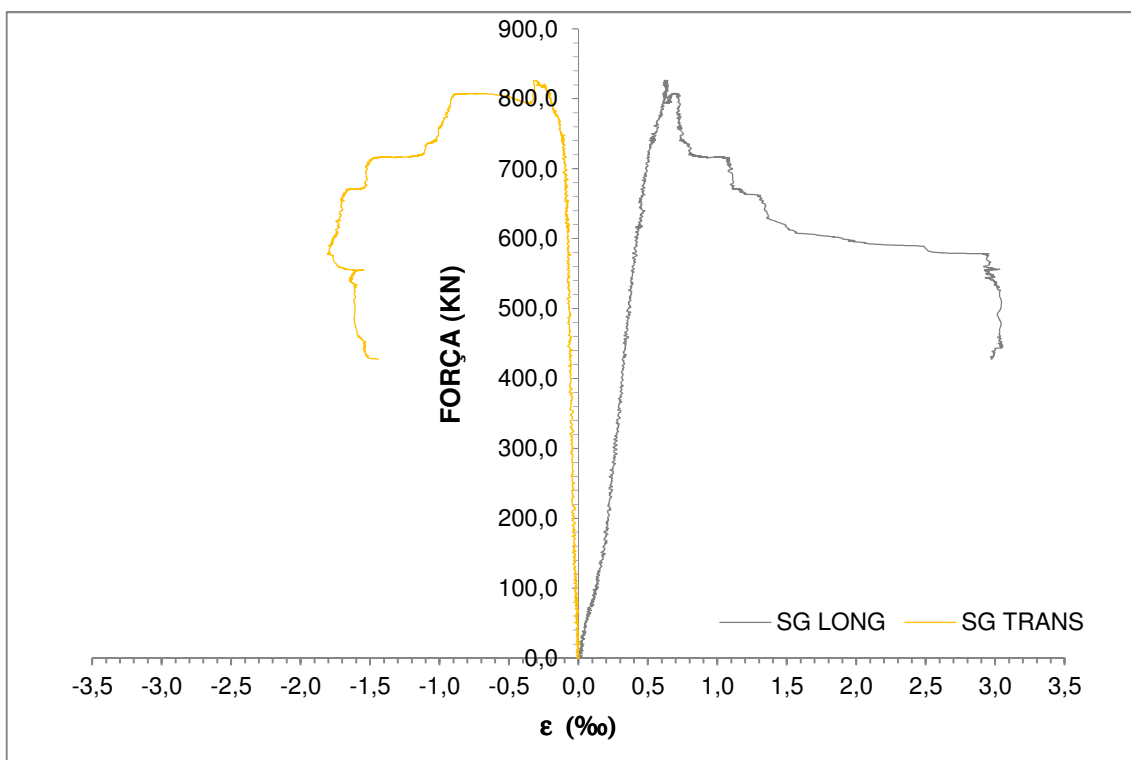


Figura 4.92– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-30-5,0-120.

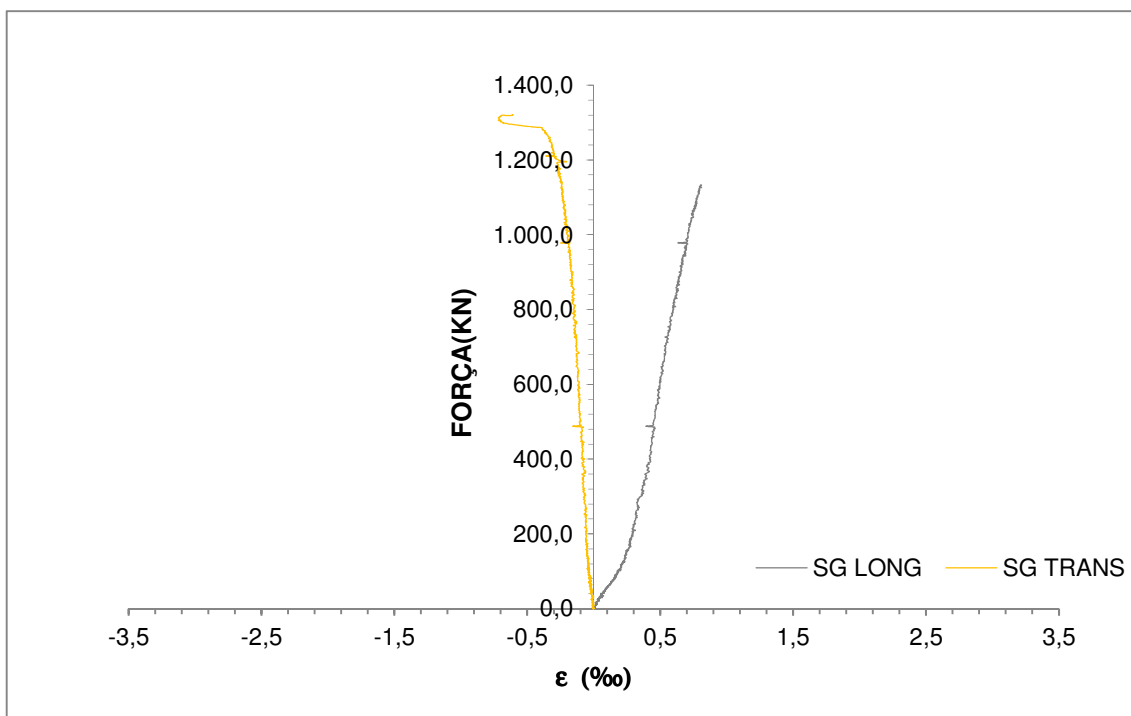


Figura 4.93– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-4,2-30.

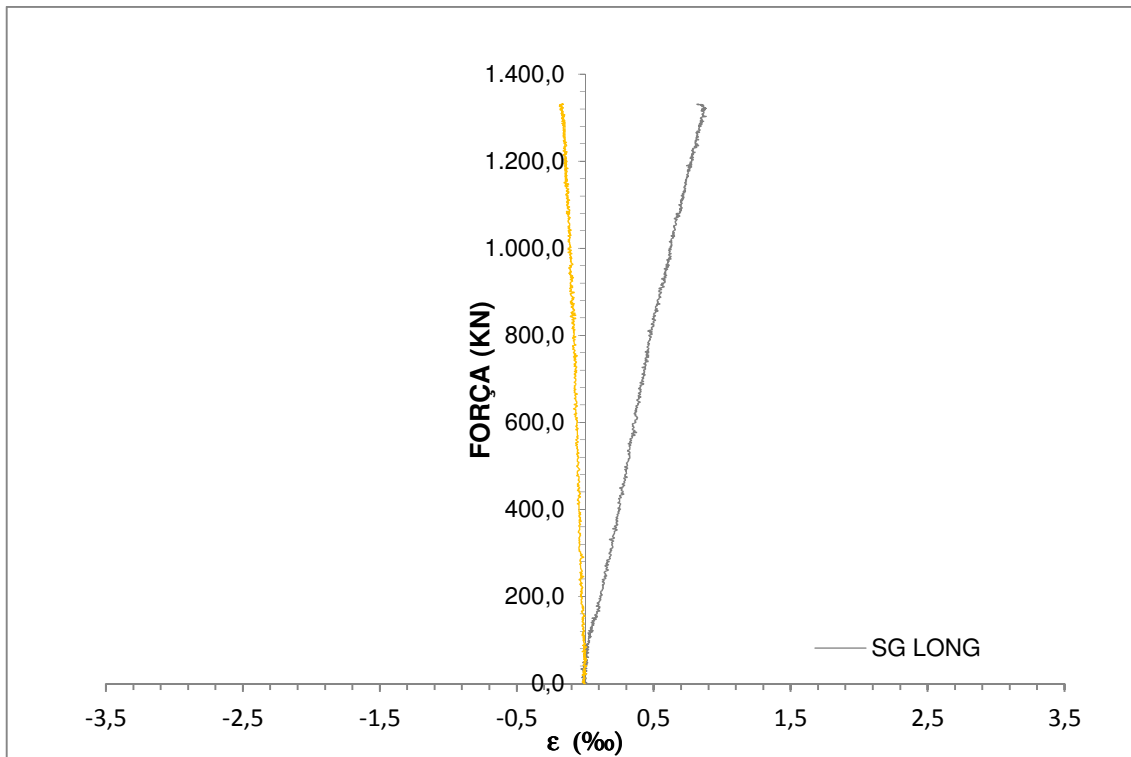


Figura 4.94– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-4,2-70.

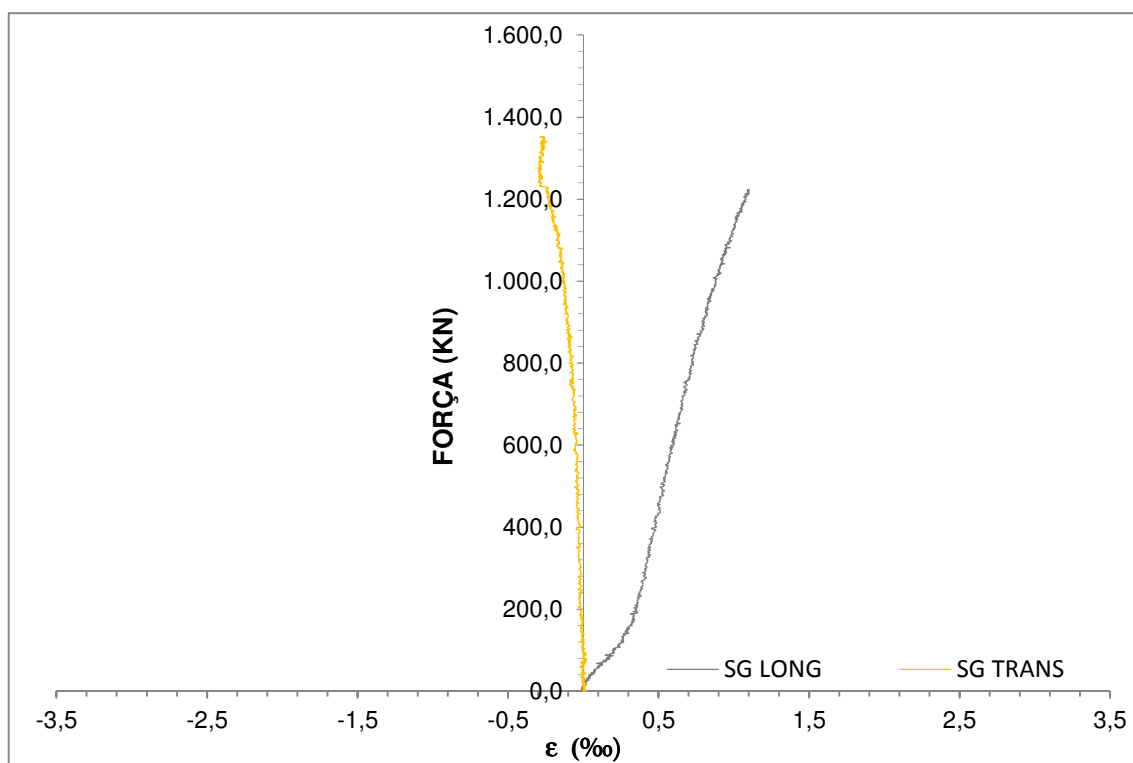


Figura 4.95– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-4,2-100.

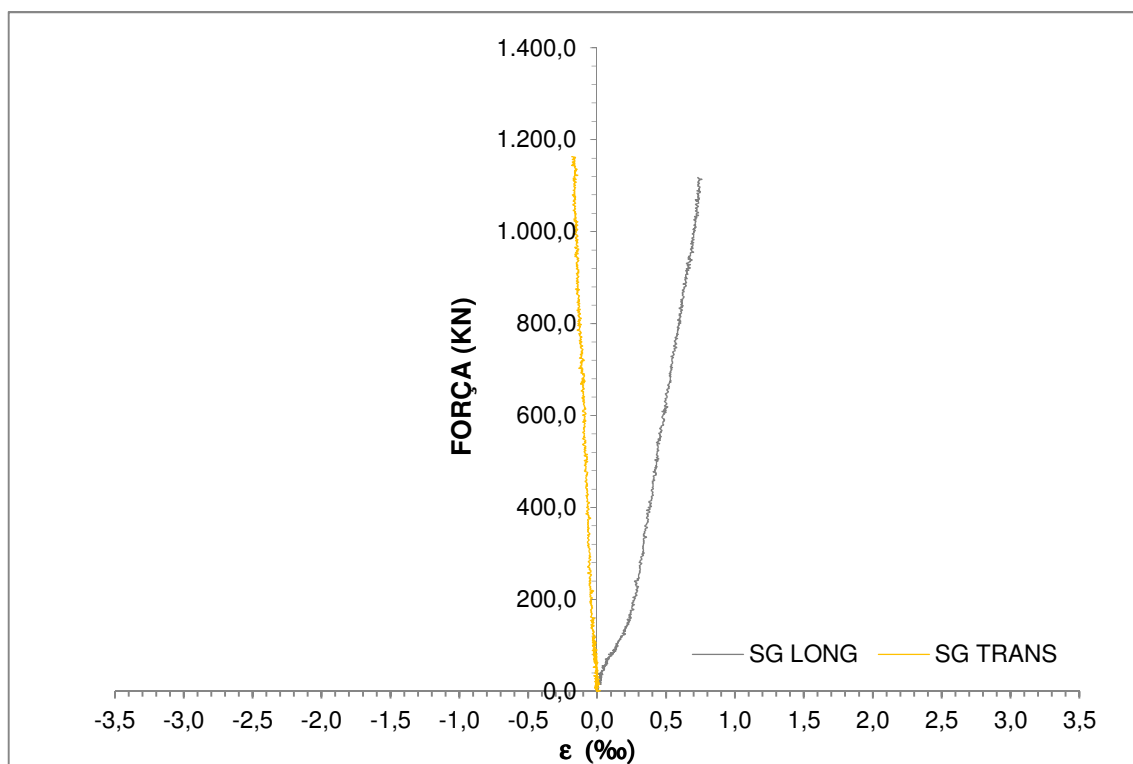


Figura 4.96– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-4,2-120

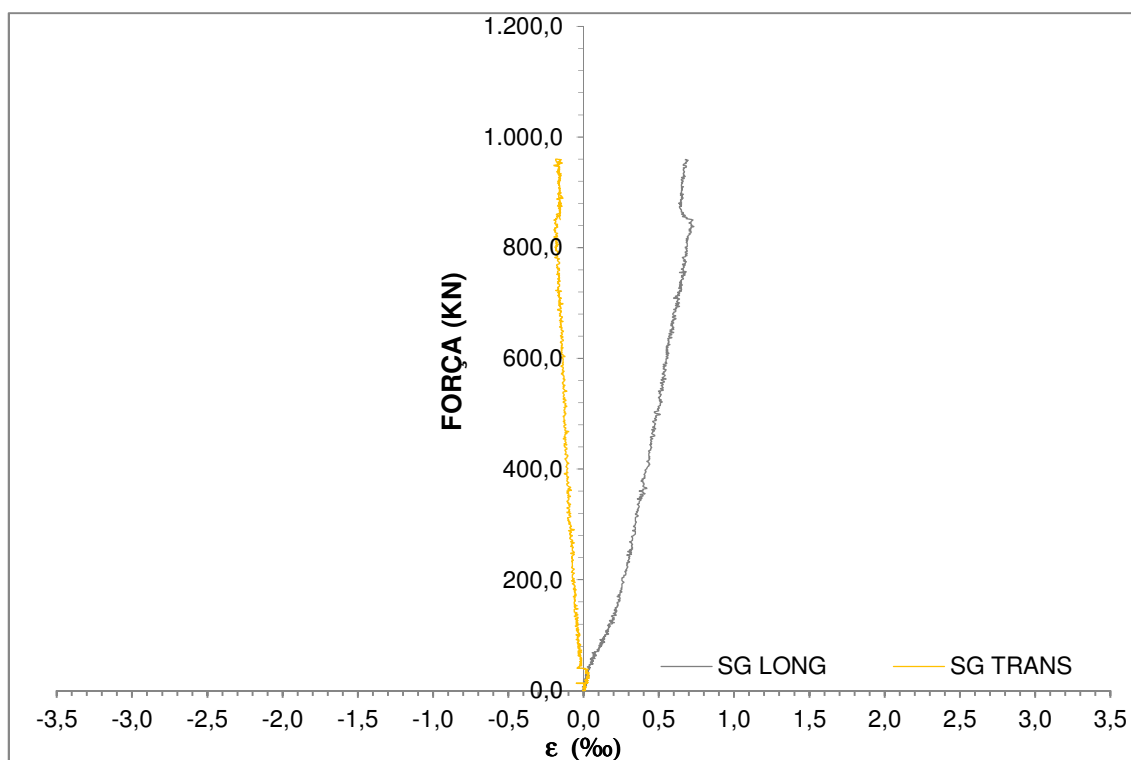


Figura 4.97– Diagrama força vs. deformação obtida de cada strain gage do pilar P1-60-5,0-30.

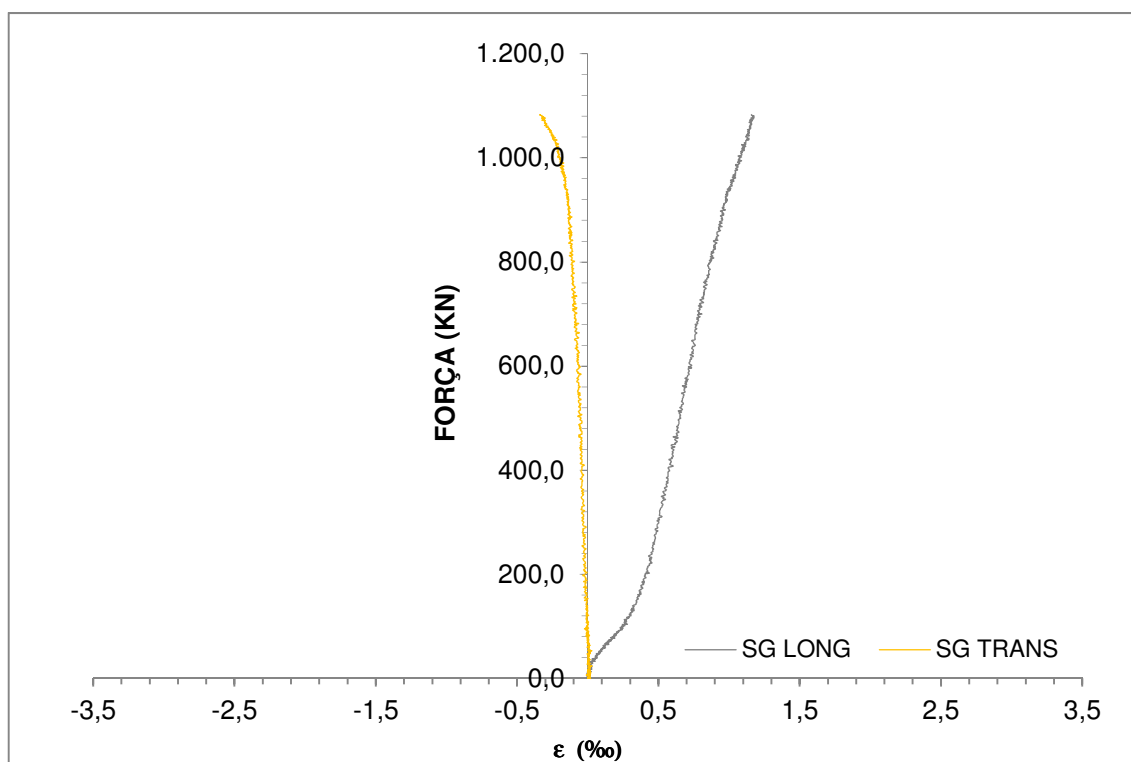


Figura 4.98– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-5,0-70.

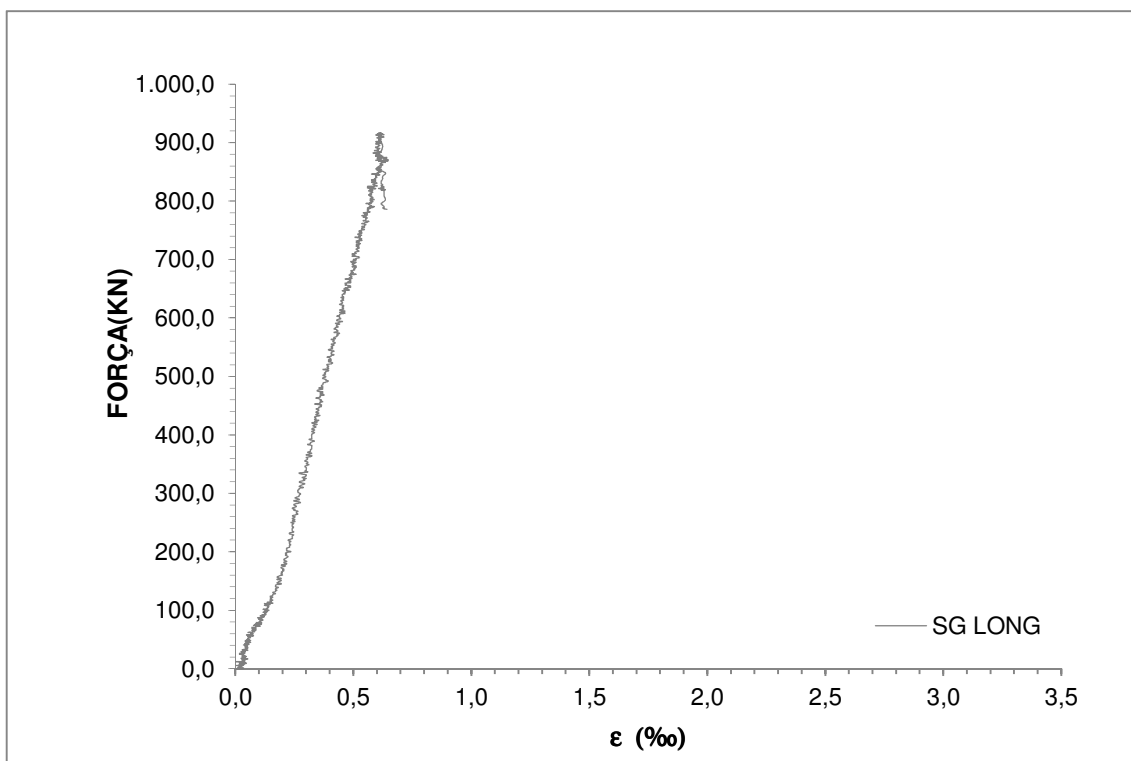


Figura 4.99– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-5,0-100.

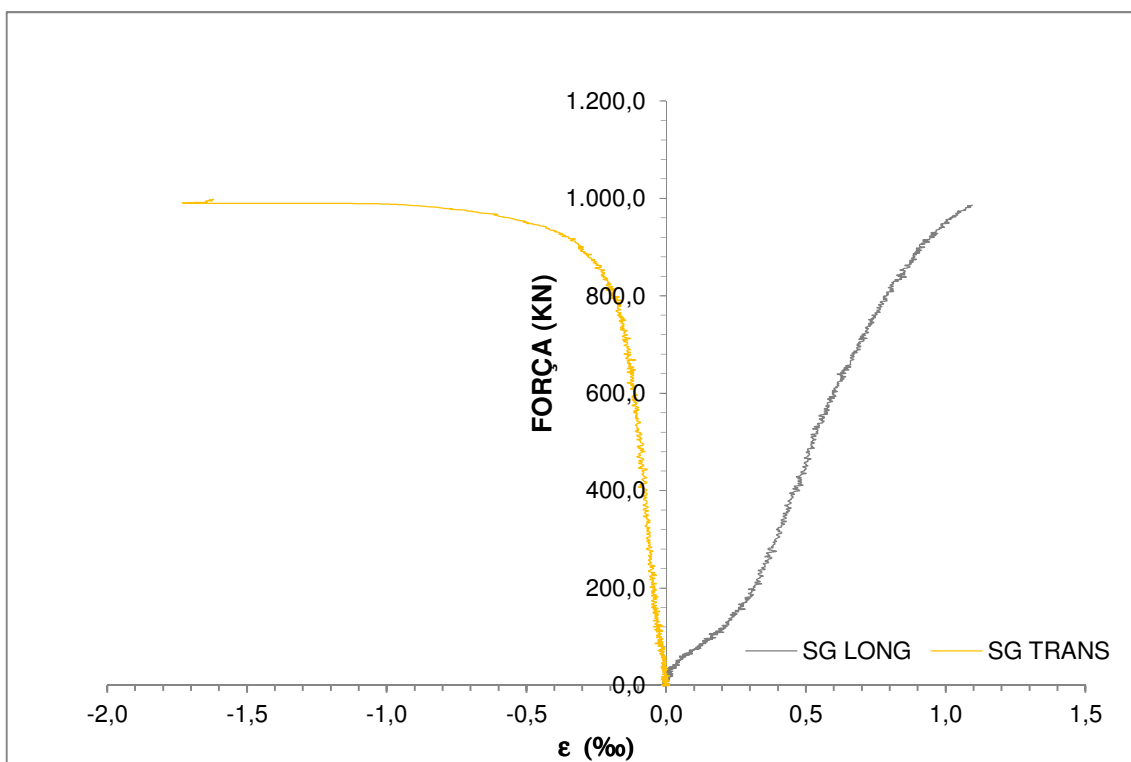


Figura 4.100– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P1-60-5,0-120.

4.5.2- Pilares da série 2.

Nesta série manteve-se constante o modelo da armadura transversal e variou-se a resistência do concreto, a taxa de armadura, o espaçamento e o diâmetro.

A Figura 4.84 mostra o posicionamento de cada *strain gage* desta série.

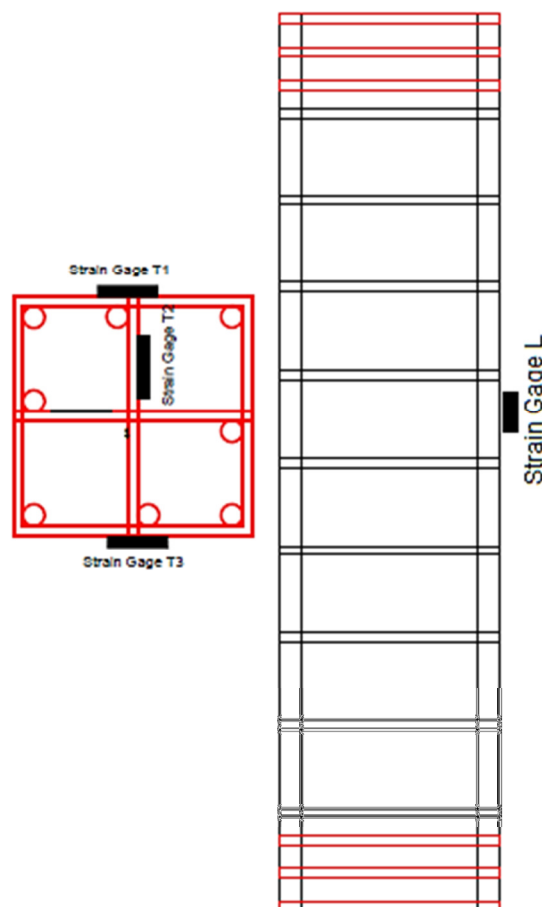


Figura 4.101– Posicionamento dos *strain gage* modelo 2 de pilares

Nas Figuras 4.102 a 4.118, observa-se que na maioria dos pilares suas armaduras longitudinais e transversais não atingiram deformações maiores que as de escoamento (ϵ_y^*).

Observou-se que houve pilares, cujas deformações ultrapassaram as de escoamento; tais como: P2-30-4,2-120 (Figura 4.105); P2-30-5,0-70 (Figura 4.107); P2-60-4,2-30 (Figura 4.110); P2-60-4,2-120 (Figura 4.113); P2-60-5,0-30 (Figura 4.114); P2-60-5,0-70 (Figura 4.115); P2-60-5,0-100 (Figura 4.116) e P2-60-5,0-120 (Figura 4.117). Sendo que tais deformações só foram obtidas após a força máxima.

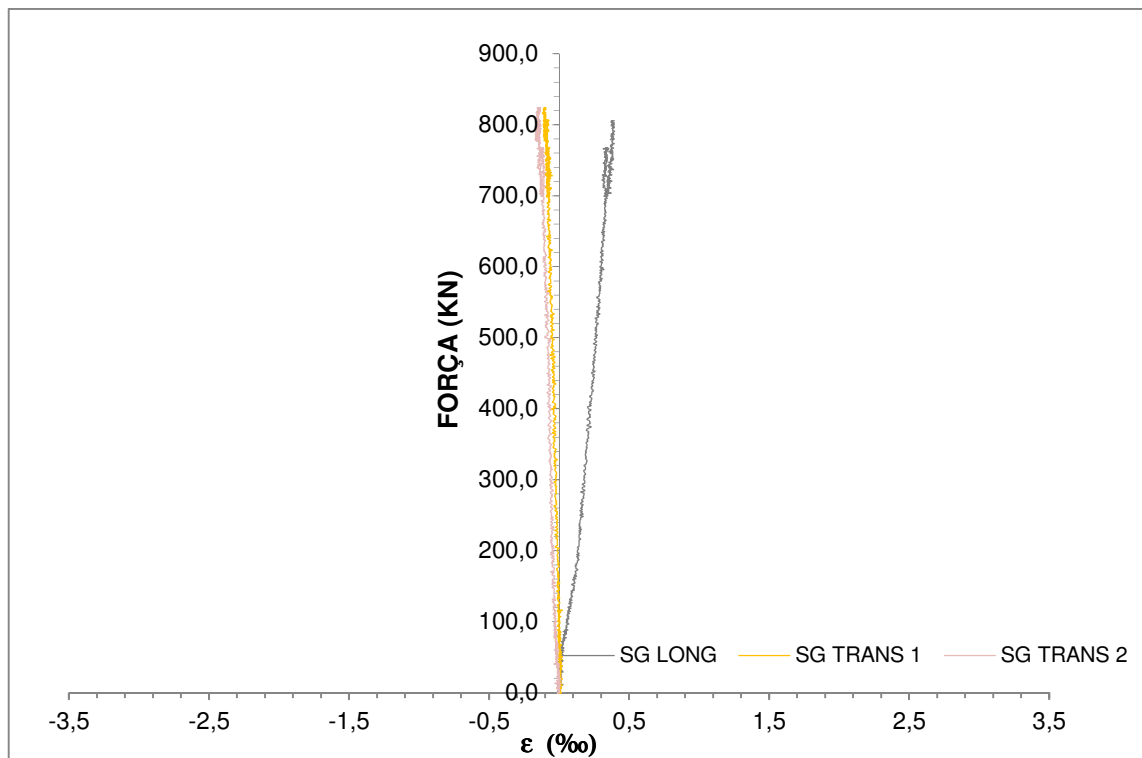


Figura 4.102– Diagrama força vs. deformação obtido de cada *strain gage* do pilar P2-30-4,2-30.

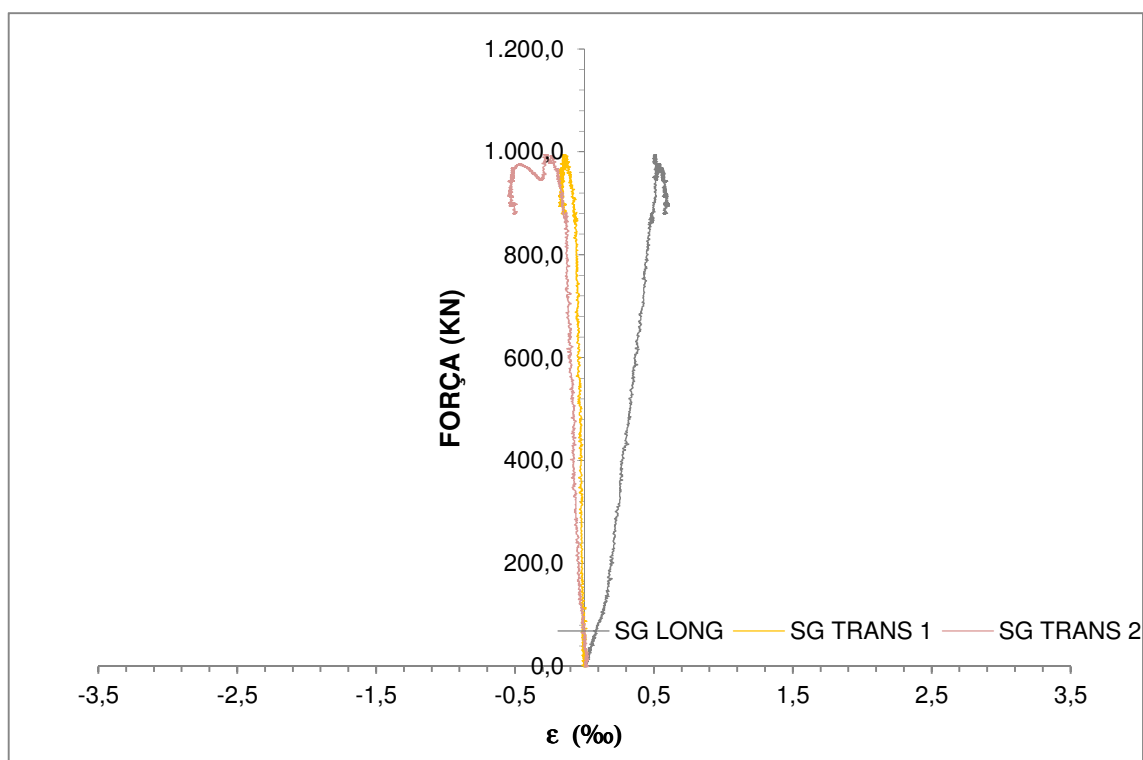


Figura 4.103– Diagrama força vs. deformação obtido de cada *strain gage* do pilar P2-30-4,2-70.

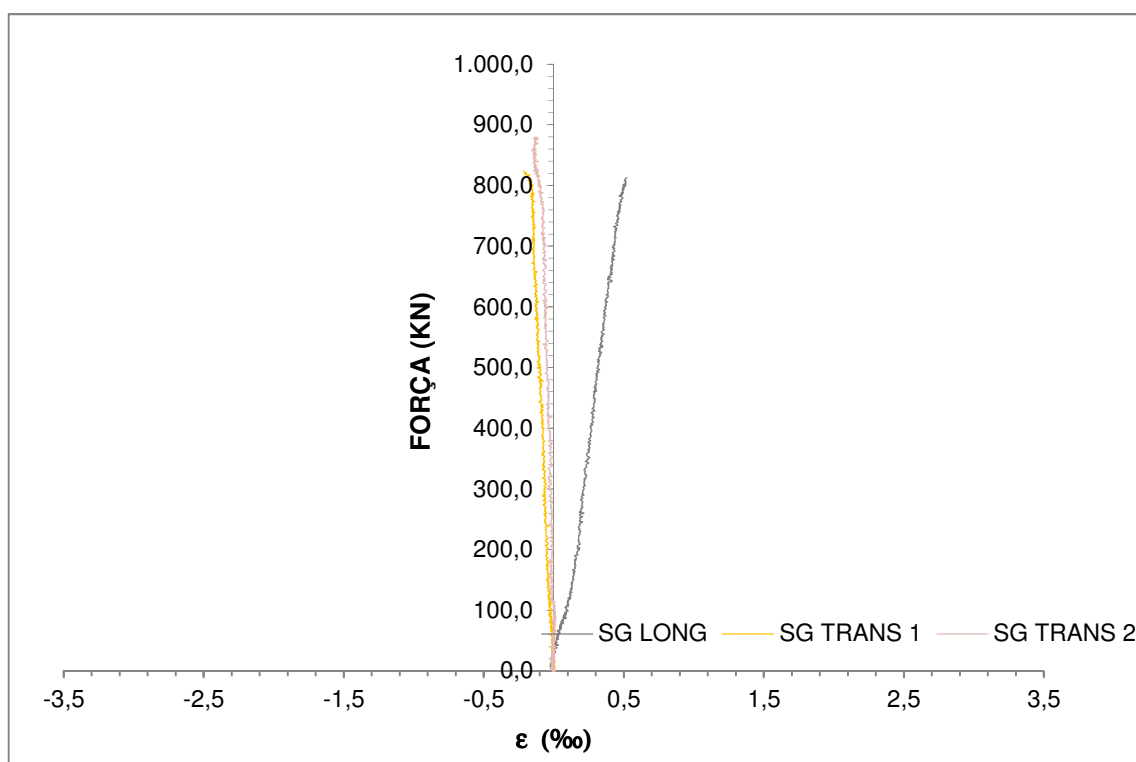


Figura 4.104– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-30-4,2-100.

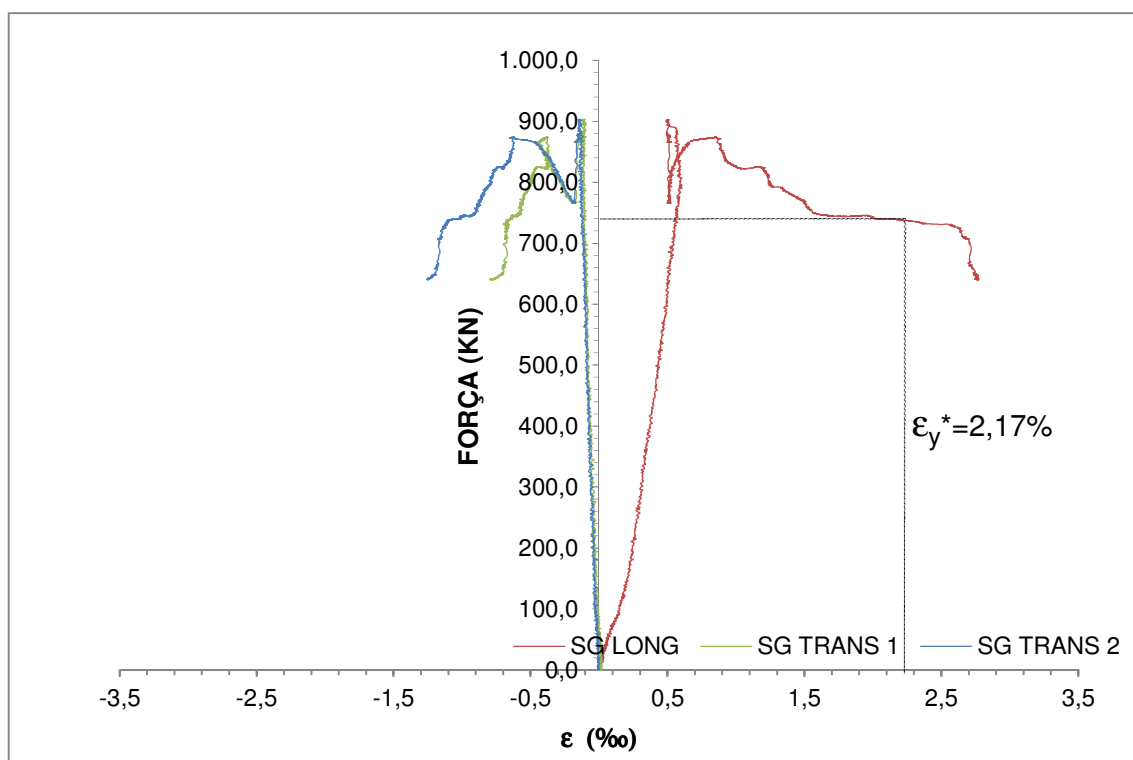


Figura 4.105– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-30-4,2-120.

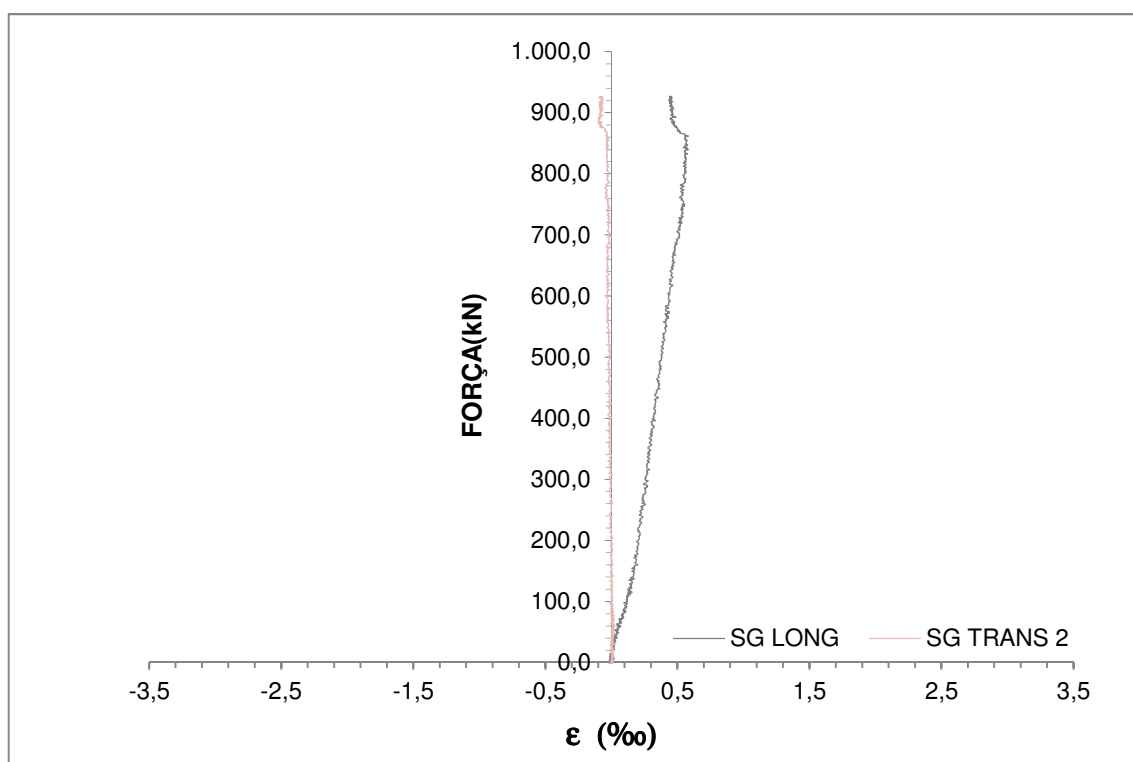


Figura 4.106– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-30-5,0-30.

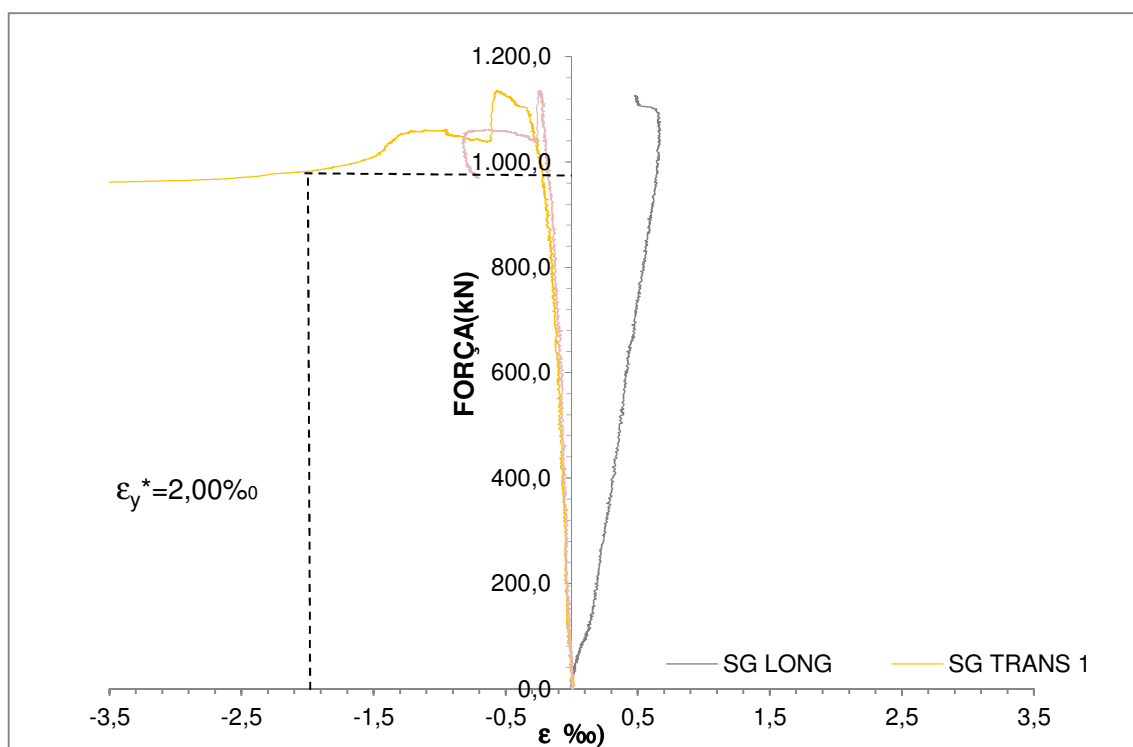


Figura 4.107– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-30-5,0-70.

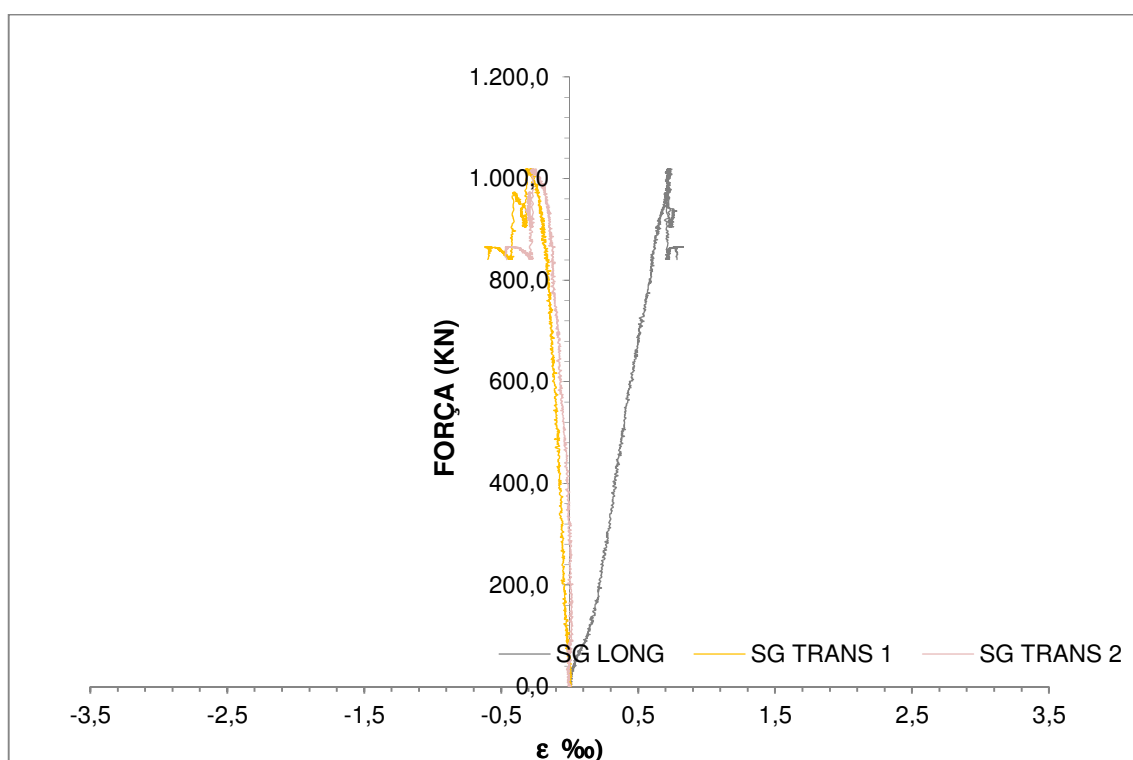


Figura 4.108– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-30-5,0-100.

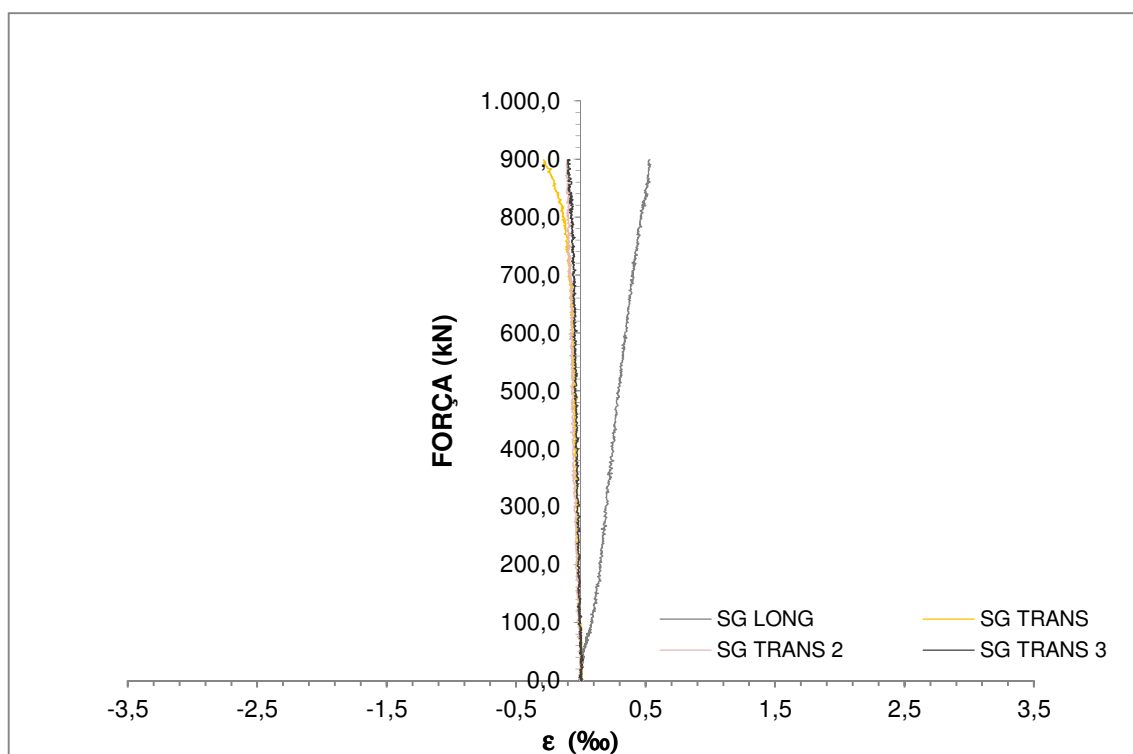


Figura 4.109– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-30-5,0-120.

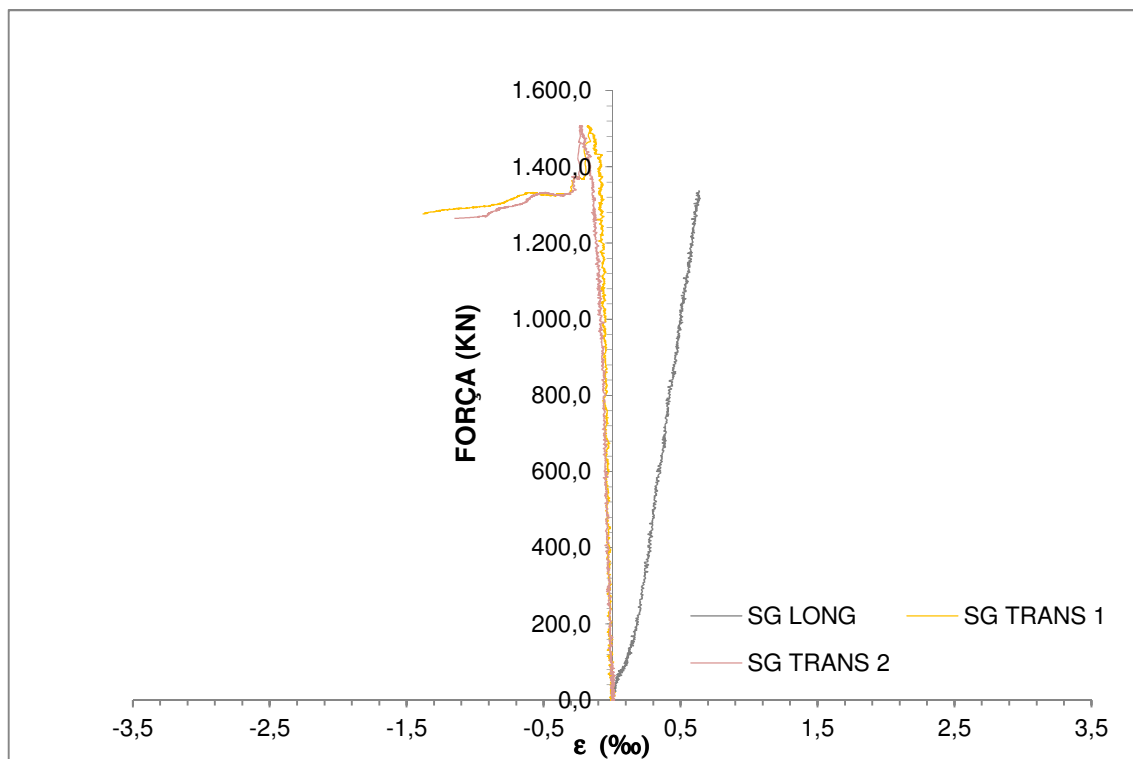


Figura 4.110– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-4,2-30.

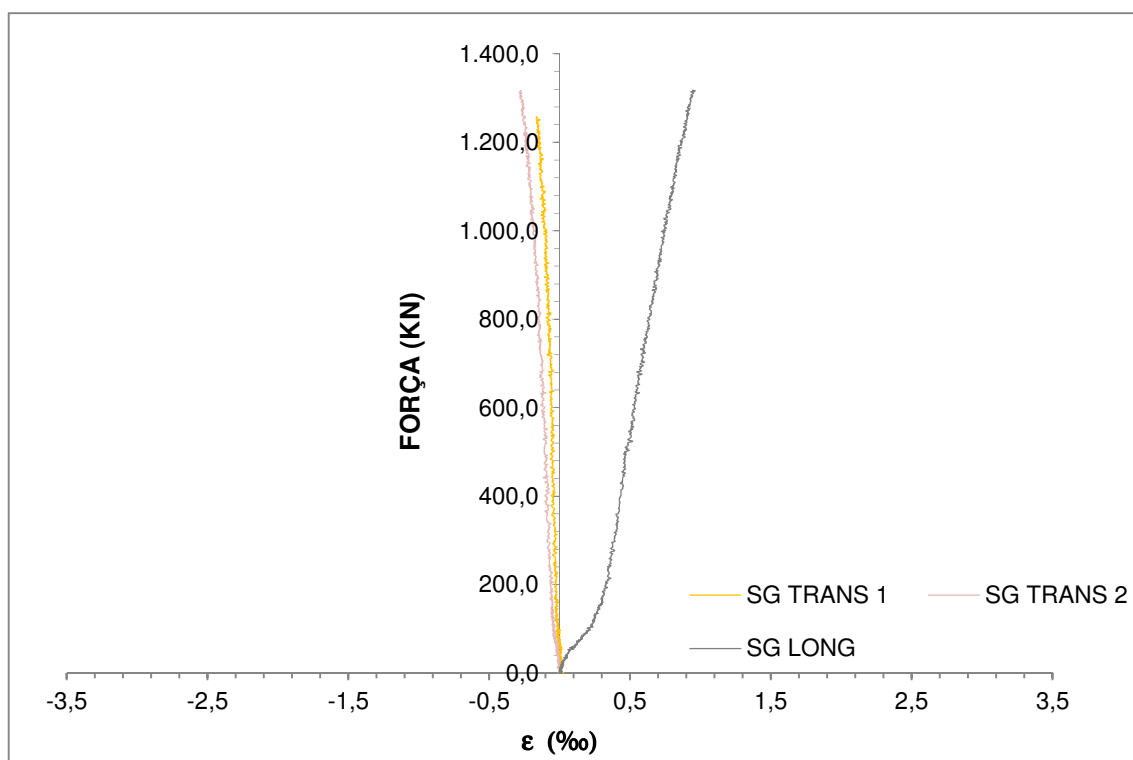


Figura 4.111– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-4,2-70.

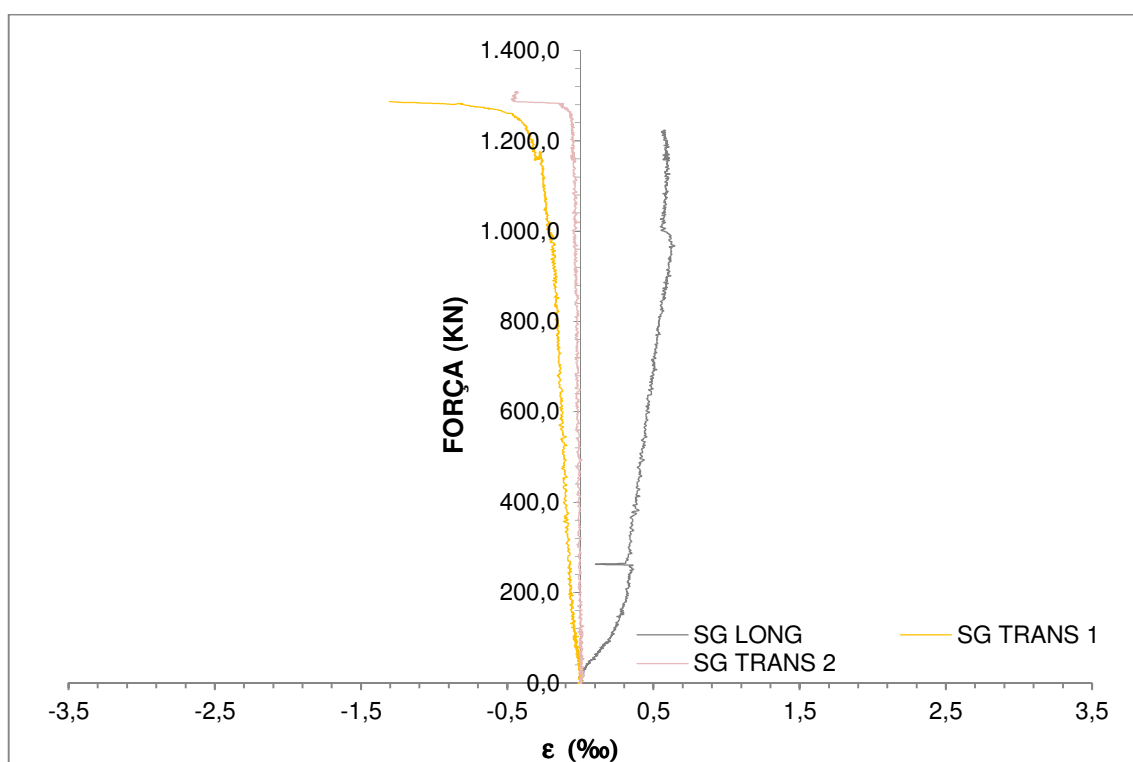


Figura 4.112– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-4,2-100.

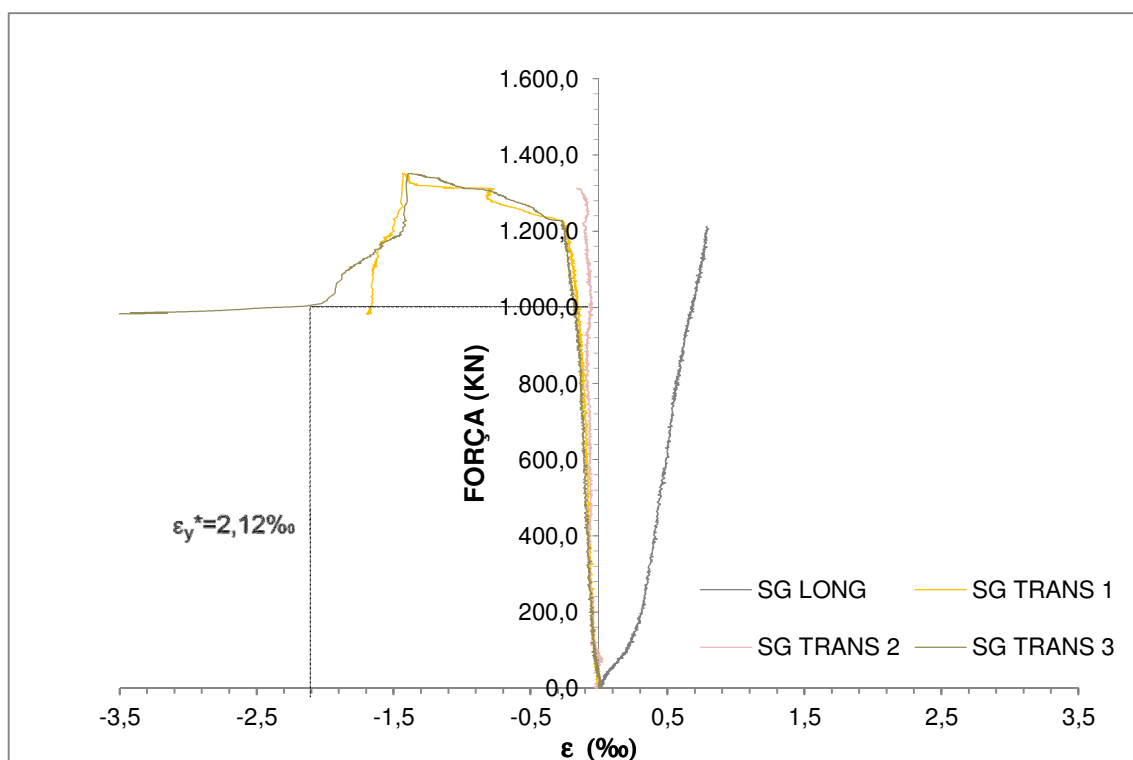


Figura 4.113– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-4,2-120.

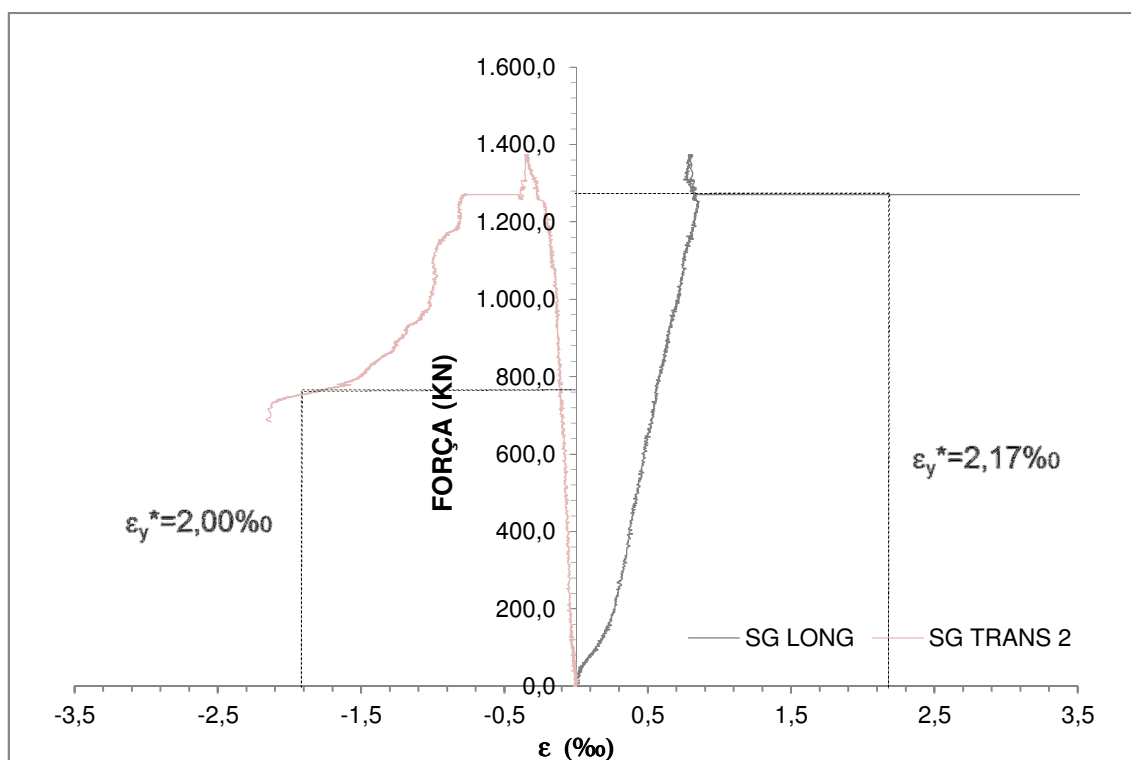


Figura 4.114– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-5,0-30.

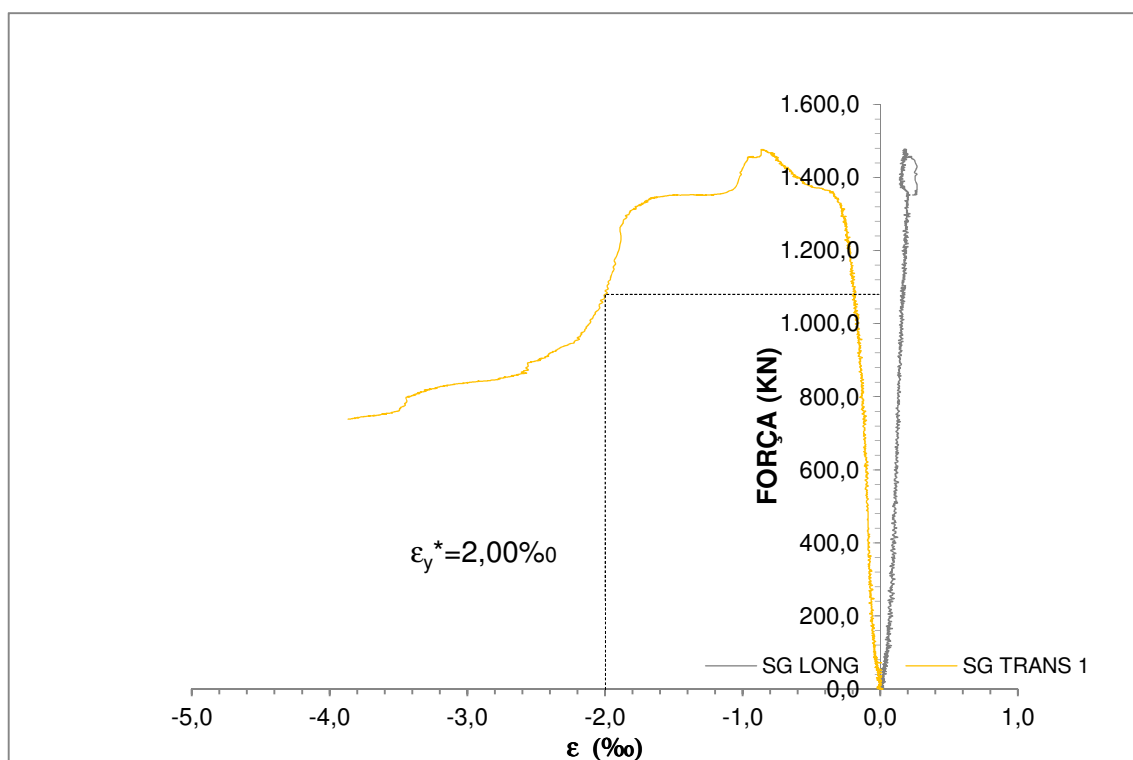


Figura 4.115– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-5,0-70.

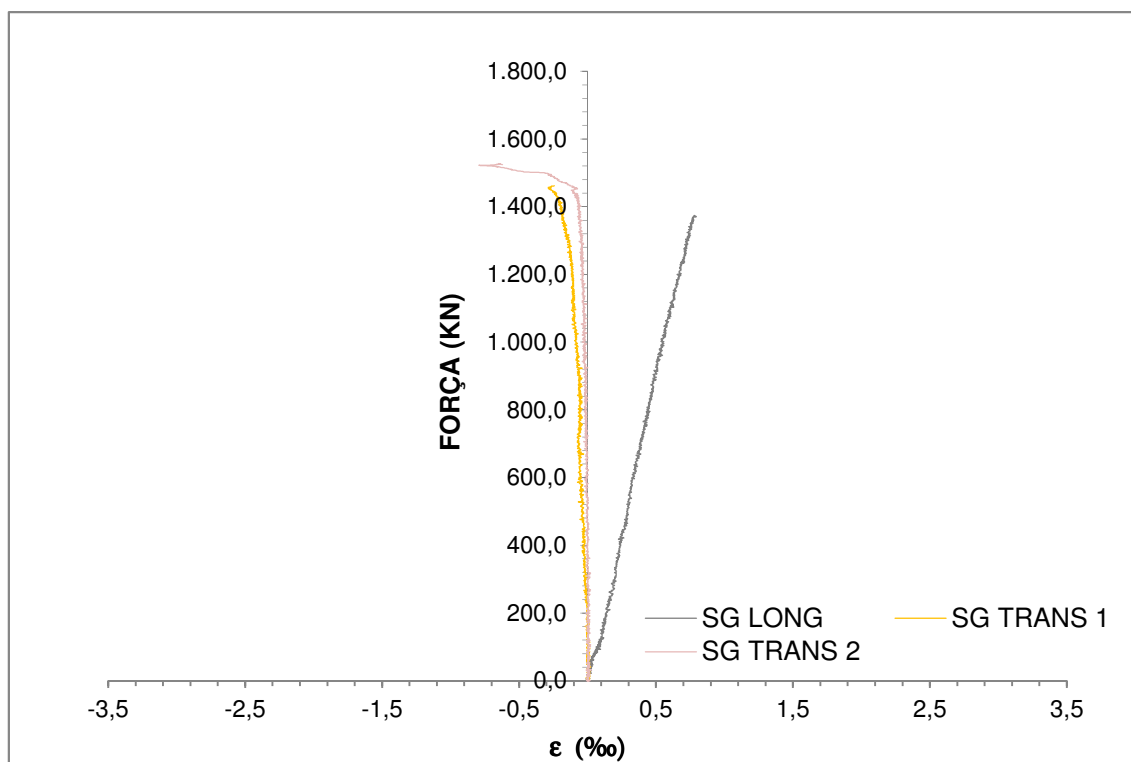


Figura 4.116– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-5,0-100.

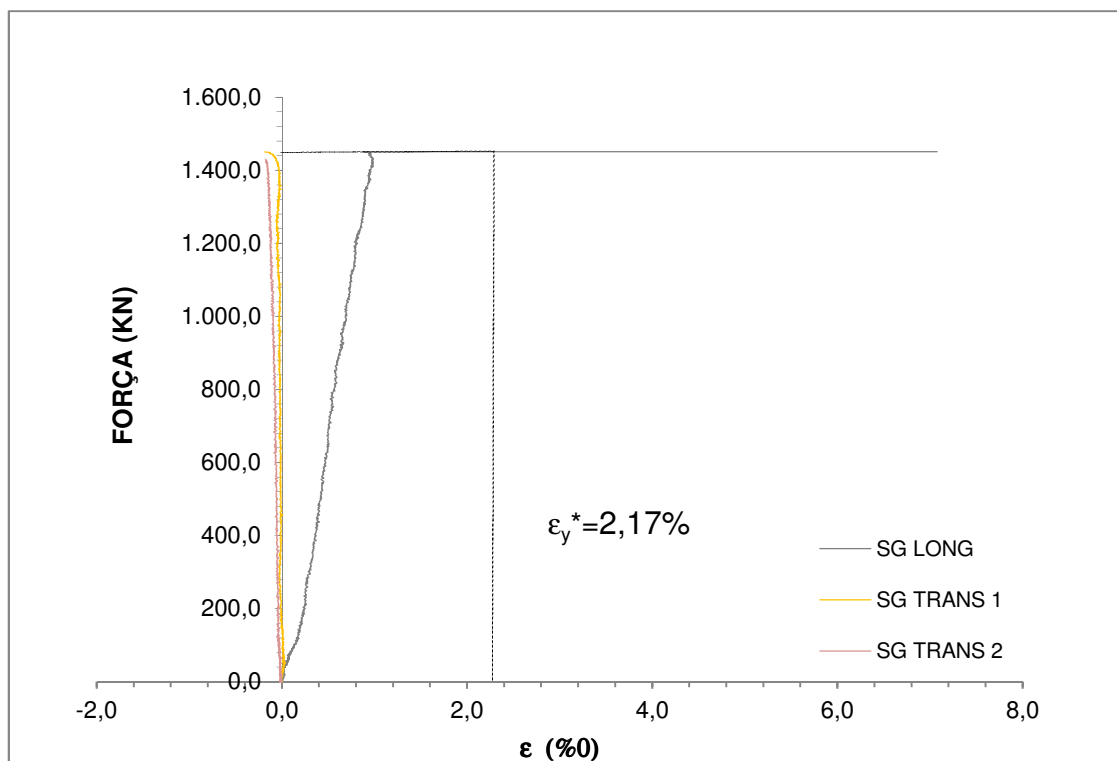


Figura 4.117– Diagrama força vs. deformação obtida de cada *strain gage* do pilar P2-60-5,0-120.

CAPÍTULO 5

5. RESULTADOS

5.1 Análise da força resistente dos pilares.

Os valores teóricos da capacidade resistente dos pilares foram calculados usando-se a resistência do concreto dos corpos de provas cilíndricos e pelos pilares de referência. Usou-se a equação da ACI 363/2010 (Equação 5.1) para calcular a resistência teórica dos pilares. Diga-se, o valor de K_2 usado é o proposto por Fusco (1989).

$$P = 0,85f'_c(A_g - A_s) + f_yA_s \quad \text{eq. 5.1}$$

Os resultados teóricos e experimentais estão apresentados na Tabela 4.1. A análise dos resultados evidencia que as resistências experimentais foram superiores às teóricas. Assim, verifica-se que a resistência dos pilares não está somente relacionada às resistências do aço e da área de concreto dos pilares; ao contrário, outros fatores influenciam a sua capacidade resistente. Deveras, Agostini (1992), Lima (1997), Queiroga (1999) Pinthaweeapol (2007) e outros puderam constatar essas questões em suas pesquisas.

Tal comportamento está associado à existência de um núcleo de concreto, que é confinado pela armadura transversal, quando esta é solicitada, devido à deformação transversal do concreto. A existência de tal núcleo pode ser observada por causa do comportamento do pilar, após a perda do cobrimento das armaduras. Com a formação do núcleo de concreto confinado e o deslocamento do cobrimento, a seção transversal de concreto resistente se limitou apenas a si no interior dos estribos. Este comportamento do pilar levou os pesquisadores à conclusão de que apenas o concreto deste núcleo tem função resistente.

De acordo com a ACI-441 (1997), o cobrimento é perdido quando o pilar atinge o pico da curva tensão vs. deformação e, após esse ponto, o comportamento é diretamente influenciado pelo confinamento. O concreto de alta resistência tem um comportamento diferente dos de resistência usual, até mesmo depois do pico.

Calculou-se a resistência do núcleo de concreto utilizando a equação 5.2. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 5.1.

$$F = f_c * A_{cn} + \sigma_s * A_s \quad \text{Eq. 5.2}$$

onde;

f_c - valor da resistência do concreto, medida por meio de corpos-de-prova cilíndricos;

σ_s - valor da resistência do aço comprimido para uma determinada deformação (ϵ_c) do concreto;

A_{cn} - área do núcleo de concreto definido pelo perímetro dos estribos;

A_s - área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida;

De acordo com Lima (1997), observamos que a relação entre a força experimental (F_{exp}) e a força teórica da seção íntegra de concreto (F_{teo}) é próxima a 1, e que a relação entre a força experimental e a força teórica do núcleo de concreto ($F_{teo,n}$) é superior à unidade. Desta forma, concluímos que para os pilares ensaiados a seção resistente é a seção do núcleo de concreto – conforme foi constatado por Agostini (1992), Paiva (1994) e Cussone Paultre (1993).

A Tabela 5.1 apresenta os valores de capacidades teóricas dos pilares, considerando somente a área formada pelo núcleo de concreto (área delimitada entre os eixos dos estribos), além de outros cálculos realizados.

Tabela 5.1- Forças teóricas calculadas, segundo a seção de concreto confinado.

PILARES	$\rho_w(\%)$	$f_{c,cp}(\text{MPa})$	$f_{c,pilarref.}(\text{MPa})$	$f_{teo-n,cp}(\text{KN})$	$f_{teo-n,pr}(\text{KN})$	$f_{exp.}(\text{KN})$	$f_{exp.}/f_{teo-n,cp}$	$f_{exp.}/f_{teo-n,pr}$	Média
P1-30-4,2-30	0,9924	36,16	32,29	451,89	423,37	830,72	1,84	1,96	1,91
P1-30-4,2-70	0,4068	36,16	32,29	466,68	436,57	919,26	1,97	2,11	
P1-30-4,2-100	0,2923	36,16	32,29	451,43	422,96	813,89	1,80	1,92	
P1-30-4,2-120	0,2361	36,16	32,29	469,68	439,25	916,11	1,95	2,09	
P1-30-5,0-30	1,3707	36,16	32,29	455,83	426,88	846,59	1,86	1,98	
P1-30-5,0-70	0,6268	36,16	32,29	421,83	396,52	916,11	2,17	2,31	
P1-30-5,0-100	0,4245	36,16	32,29	437,75	410,74	858,34	1,96	2,09	
P1-30-5,0-120	0,3538	36,16	32,29	467,69	437,47	826,12	1,77	1,89	
P2-30-4,2-30	1,4239	36,16	32,29	642,37	613,30	824,18	1,28	1,34	1,51
P2-30-4,2-70	0,6102	36,16	32,29	642,37	613,30	994,47	1,55	1,62	
P2-30-4,2-100	0,4455	36,16	32,29	618,94	592,37	879,29	1,42	1,48	
P2-30-4,2-120	0,3732	36,16	32,29	616,09	589,83	902,91	1,47	1,53	
P2-30-5,0-30	2,1000	36,16	32,29	619,91	593,24	926,40	1,49	1,56	
P2-30-5,0-70	0,8952	36,16	32,29	622,86	595,87	1.134,50	1,82	1,90	
P2-30-5,0-100	0,6136	36,16	32,29	634,63	606,38	1.018,70	1,61	1,68	
P2-30-5,0-120	0,4909	36,16	32,29	658,76	627,93	955,11	1,45	1,52	
P1-60-4,2-30	0,7083	51,05	37,25	586,59	478,13	1.330,80	2,27	2,78	1,96
P1-60-4,2-70	0,4006	51,05	37,25	595,25	484,45	1.330,80	2,24	2,75	
P1-60-4,2-100	0,2776	51,05	37,25	603,91	490,77	1.351,90	2,24	2,75	
P1-60-4,2-120	0,2291	51,05	37,25	612,62	497,12	1.196,60	1,95	2,41	
P1-60-5,0-30	1,3925	51,05	37,25	554,96	455,05	959,34	1,73	2,11	
P1-60-5,0-70	0,5554	51,05	37,25	614,37	498,40	1.161,50	1,89	2,33	
P1-60-5,0-100	0,4134	51,05	37,25	562,25	460,37	916,11	1,63	1,99	
P1-60-5,0-120	0,3306	51,05	37,25	597,01	485,73	1.028,60	1,72	2,12	
P2-60-4,2-30	1,4239	51,05	37,25	753,98	650,37	1.506,90	2,00	2,32	1,91
P2-60-4,2-70	0,6134	51,05	37,25	749,35	646,99	1.574,50	2,10	2,43	
P2-60-4,2-100	0,4339	51,05	37,25	740,60	640,61	1.307,80	1,77	2,04	
P2-60-4,2-120	0,3524	51,05	37,25	762,73	656,76	1.350,70	1,77	2,06	
P2-60-5,0-30	2,0242	51,05	37,25	751,55	648,60	1.373,20	1,83	2,12	
P2-60-5,0-70	0,8858	51,05	37,25	735,06	636,57	1.477,00	2,01	2,32	
P2-60-5,0-100	0,6201	51,05	37,25	735,06	636,57	1.525,80	2,08	2,40	
P2-60-5,0-120	0,4933	51,05	37,25	773,03	664,27	1.513,70	1,96	2,28	

Onde: $f_{c,cp}$ – resistência do CP; $f_{c,pilarref}$ – resistência atingida pelo pilar de referência; $f_{teo,cp}$ – força calculada utilizando a resistência dos CP; $f_{teo,pr}$ - força calculada utilizando a resistência do pilar de referência; f_{exp} – força encontrada experimental e média - média de $f_{exp}/f_{teo-n,cp}$.

5.2 Influência da taxa de armadura transversal no comportamento dos pilares

A seguir, os gráficos apresentam valores referentes ao comportamento dos pilares ensaiados nesta pesquisa. Neles, identificamos que os pilares apresentaram comportamentos diferentes, apesar de terem igual o concreto com resistências, o modelo e o diâmetro de armaduras transversais. Não obstante, devido ao espaçamento diferente, geraram-se diferentes taxas de armadura transversal.

Os resultados experimentais confirmam que a taxa de armadura tem grande influência na resistência e na ductilidade dos pilares. A quantidade de armadura empregada é de suma importância no confinamento. Os pilares com menos taxa de armadura mostraram menos ganho de resistência do que os de maiores taxas.

Conforme Claeson e Gyltoft (2000), observamos que quanto menor for o espaçamento entre os estribos, mais eficiente será o confinamento, melhorando, assim, a ductilidade e a resistência dos pilares. Por este motivo, pudemos reduzir o diâmetro da armadura e o espaçamento, e manter, ainda, a mesma taxa de armadura, conseguindo, com isso, um pilar mais dúctil. Isso pode ser visto nas Figuras 5.1 à 5.8.

Nota-se que todos os pilares desenvolveram comportamentos similares (força vs. deformação) e que se aproximaram da linearidade; porém, ao atingirem a capacidade última, os pilares apresentaram comportamentos distintos. Observa-se, também, que, para as duas resistências (36 e 51 MPa) e os dois modelos I e II, o pilar com espaçamento de 70,0 mm obteve maiores valores de resistências - sendo 919,26 KN para P1-30-4,2-70; 916,11 KN para P1-30-5,0-70; 994,47 KN para o P2-30-4,2-70; 1.134,50 KN para o P2-30-5,0-70; 1.161,50 para o P1-60-5,0-70; 1.330,80 KN para o P1-60-4,2-70; 1.477,00 KN para o P2-60-5,0-70 e 1.574,50KN para o P2-60-4,2-70.

Os pilares com espaçamento maior e, conseqüentemente, menor taxa de armadura transversal não obtiveram um bom desempenho. As forças variaram de 813,89 KN a 1.018,70 KN para o concreto de 36 MPa e 916,10 KN a 1.525,80 KN

para os de 51 MPa. Nestes pilares, observou-se uma área maior de concreto não confinado e uma flambagem das armaduras longitudinais mais acentuadas, acarretando, com isso, uma ruptura prematura.

Outro aspecto relevante observado foi que os pilares com espaçamento de 30 mm não obtiveram as maiores resistências, sugerindo que há um limite máximo e um mínimo de armadura a ser adotado para obtenção de um bom confinamento. Segundo Foster et al. (1998 apud Jacomassi, 2008 p. 29) e Foster (2001 apud Jacomassi, 2008 p. 29), o grande volume de armadura transversal interrompe a continuidade do concreto do núcleo e do cobrimento, gerando um plano preferencial de falha, que é agravado, sobretudo, quando o espaçamento dos estribos é pequeno.

Nota-se, então, que as deformações sofridas pelas armaduras transversais indicam que elas foram solicitadas após a força última dos pilares. Estes, por sua vez, mostraram aumento na ductilidade devido ao confinamento, (Tabela 5.2).

Após o pilar ter atingido sua capacidade final, observou-se um aumento considerável de deformação da armadura transversal. Os pilares atingiram-na por ruptura da solda dos estribos e, por isso, a armadura transversal não atingiu a deformação de escoamento.

Nota-se, nas Figuras 5.1 a 5.8 e na Tabela 5.2, que os pilares com espaçamento de 100 mm e 120 mm foram os que alcançaram menor ganho de ductilidade. Tal aspecto está relacionado à flambagem prematura das armaduras longitudinais. Cusson e Paultre (1994) também observaram este comportamento em sua pesquisa.

Na Tabela 5.2 estão os valores das deformações do concreto, deformações da armadura transversal e a força, obtidas na capacidade última, na força máxima e quando a deformação do concreto atingiu a três vezes a sua deformação última.

São elas:

ϵ_{ult} - deformação do concreto na força última;

ϵ_{T1ult} - deformação da armadura transversal na força última;

f_{ult} - força última

$\epsilon_{m\acute{a}x}$ - deformação do concreto na força máxima;

$\epsilon_{T1m\acute{a}x}$ - deformação da armadura transversal na força máxima;

$f_{m\acute{a}x}$ – força máxima

ϵ_{T1} – deformação da armadura transversal quando o concreto alcançou a $3*\epsilon_{\acute{u}lt}$

Tabelas 5.2- Resultados experimentais dos pilares

Pilares	$\rho_w(\%)$	Deformações e força na força última			Deformações e força na força máxima			Deformação em $3*\epsilon_{\acute{u}lt}$	Relações entre forças e deformações			Relação $3*\epsilon_{\acute{u}lt}$	OBS:
		$\epsilon_{\acute{u}lt}$ (‰)	$\epsilon_{T1\acute{u}lt}$ (‰)	$f_{\acute{u}lt}$ (KN)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$ (‰)	$\epsilon_{T1m\acute{a}x}$ (‰)	$f_{m\acute{a}x}$ (KN)	ϵ_{T1} (‰)	$f_{m\acute{a}x}/f_{\acute{u}lt}$	$\epsilon_{m\acute{a}x}/\epsilon_{\acute{u}lt}$	$\epsilon_{T1m\acute{a}x}/\epsilon_{T1\acute{u}lt}$	$\epsilon_{T1}/\epsilon_{T1\acute{u}lt}$	
P1-30-4,2-30	0,9924	2,500	0,120	783,12	7,071	0,090	830,72	0,110	1,06	2,83	0,75	0,92	
P1-30-4,2-70	0,4068	2,720	0,170	854,22	3,340	0,410	919,26	1,410	1,08	1,23	2,41	8,29	
P1-30-4,2-120	0,2361	2,499	0,150	765,32	7,373	0,180	916,11	0,170	1,20	2,95	1,20	1,13	
P1-30-5,0-30	1,3707	6,845	0,160	831,33	7,106	0,170	846,59	0,160	1,02	1,04	1,06	1,00	
P1-30-5,0-70	0,6268	2,413	NF	854,82	2,602	NF	916,11	NF	1,07	1,08			
P1-30-5,0-100	0,4245	2,866	0,320	856,88	3,146	0,340	858,34	0,290	**	1,10	1,06	0,91	
P1-30-5,0-120	0,3538	2,415	0,250	820,55	2,591	0,310	826,12	1,570	1,01	1,07	1,24	6,28	
P2-30-4,2-30	1,4239	2,878	0,120	767,62	9,772	0,130	824,18	0,150	1,07	3,40	1,08	1,25	
P2-30-4,2-70	0,6102	3,141	0,240	992,17	3,968	0,270	994,47	0,510	**	1,26	1,13	2,13	
P2-30-4,2-100	0,4455	2,391	0,240	879,29	2,391	0,240	879,29	0,250	*	*	*	1,04	
P2-30-4,2-120	0,3732	1,741	0,130	902,91	1,741	0,130	902,91	0,810	*	*	*	6,23	
P2-30-5,0-30	2,1000	3,159	0,070	926,40	3,159	0,070	926,40	0,050***	*	*	*	0,71	3
P2-30-5,0-70	0,8952	4,601	0,560	1.134,50	4,601	0,560	1.134,50	6,310***	*	*	*	11,27	
P2-30-5,0-100	0,6136	3,084	0,270	1.018,60	5,913	0,300	1.018,70	0,340	**	1,92	1,11	1,26	
P2-30-5,0-120	0,4909	3,394	0,460	954,62	3,852	0,470	955,10	0,460***	**	1,13	1,02	1,00	
P1-60-4,2-30	0,7083	9,738	0,690	1.319,80	10,145	0,580	1.330,80	0,560***	1,01	1,04	0,84	0,81	3
P1-60-4,2-70	0,4006	2,835	0,170	1.319,80	3,283	0,170	1.330,80	0,140***	1,01	1,16	1,00	0,82	
P1-60-4,2-100	0,2776	3,229	0,240	1.228,60	10,240	0,270	1.351,90	0,270***	1,10	3,17	1,13	1,13	3
P1-60-4,2-120	0,2291	7,554	0,210	1.187,90	8,863	0,360	1.196,60	0,350***	1,01	1,17	1,71	1,67	
P1-60-5,0-30	1,3925	1,631	0,160	959,34	1,631	0,160	959,34	0,070	*	*	*	0,44	2
P1-60-5,0-70	0,5554	3,255	0,100	1.097,20	4,615	0,100	1.161,50	0,120***	1,06	1,42	1,00	1,20	3
P1-60-5,0-100	0,4134	3,410	NF	878,44	4,890	NF	916,11	NF	1,04	1,43			1
P1-60-5,0-120	0,3306	3,254	1,600	1.028,60	3,254	1,600	1.028,60	1,540	*	*	*	0,96	2
P2-60-4,2-30	1,4239	2,572	0,180	1.419,80	4,196	0,240	1.506,90	0,620	1,06	1,63	1,33	3,44	
P2-60-4,2-70	0,6134	2,362	0,390	1.438,40	6,939	1,300	1.574,50	1,390***	1,09	2,94	3,33	3,56	3
P2-60-4,2-100	0,4339	3,408	0,830	1.282,40	5,575	1,500	1.307,80	0,970	1,02	1,64	1,81	1,17	
P2-60-4,2-120	0,3524	2,674	0,400	1.237,20	7,464	1,420	1.350,70	1,550	1,09	2,79	3,55	3,88	
P2-60-5,0-30	2,0242	1,718	0,350	1.373,20	1,718	0,350	1.373,20	0,79 [#]	*	*	*	2,26	2
P2-60-5,0-70	0,8858	3,484	0,870	1.477,00	3,484	0,870	1.477,00	3,780	*	*	*	4,34	
P2-60-5,0-100	0,6201	6,456	0,650	1.525,80	6,456	0,650	1.525,80	0,650***	1,00	1,00	1,00	1,00	3
P2-60-5,0-120	0,4933	3,269	0,160	1.414,40	9,808	0,370	1.513,70	0,370****	1,07	3,00	2,31	2,31	4

Onde: NF- *strain gage* não funcionou;

*- não houve ganho de resistência (dados iguais para força última e força máxima);

** - o ganho de resistência foi inferior a 1%;

***- última deformação registrada no ensaio menor que $3 \cdot \epsilon_{\text{últ.}}$;

**** $3 \cdot \epsilon_{\text{últ.}}$ é igual a $\epsilon_{\text{máx.}}$;

- deformação para $4,2 \cdot \epsilon_{\text{últ.}}$, pois não teve valor igual a $3 \cdot \epsilon_{\text{últ.}}$.

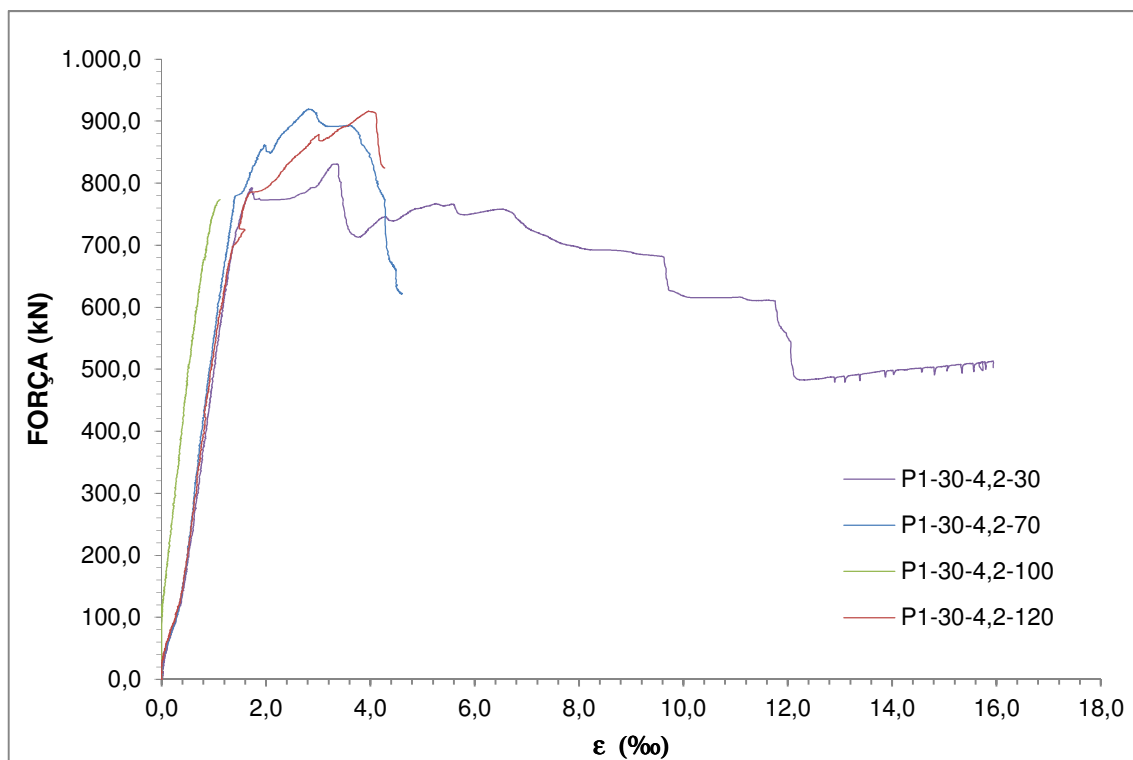


Figura 5.1- Gráfico de força vs. deformação obtido da média dos LVDTs longitudinais dos P1-30-4,2.

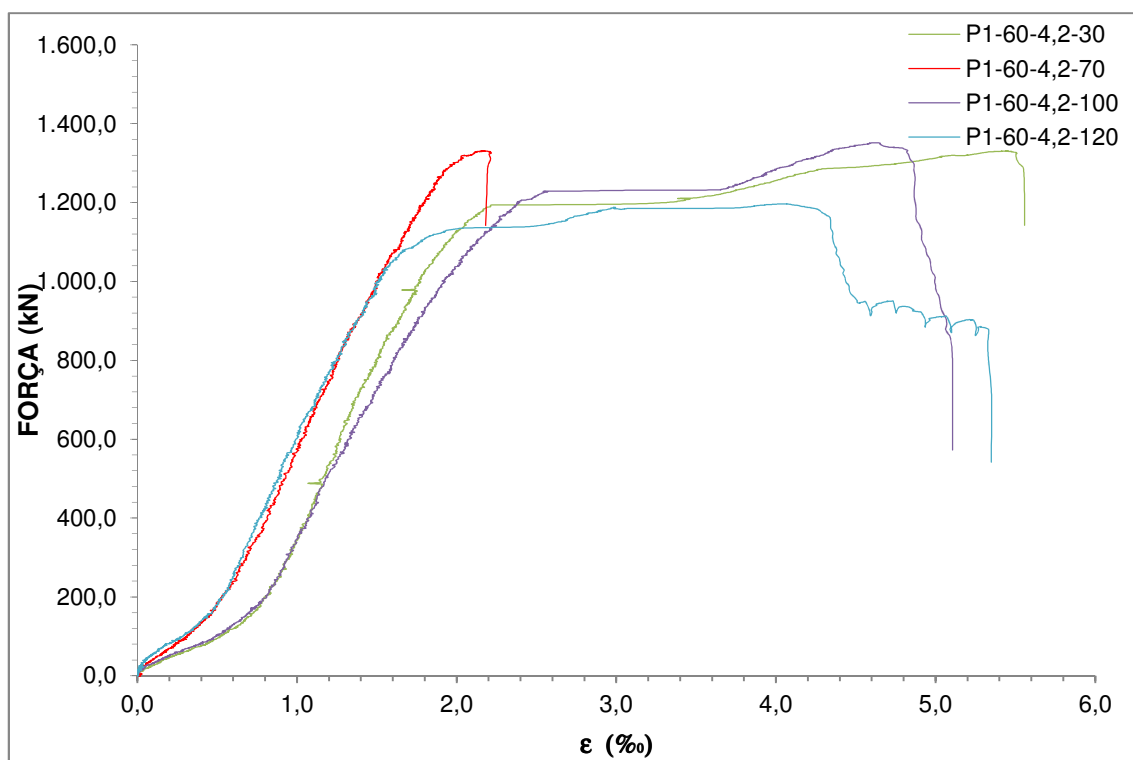


Figura 5.2- Gráfico de força vs. deformação obtido da média dos LVDTs longitudinais dos P1-60-4,2.

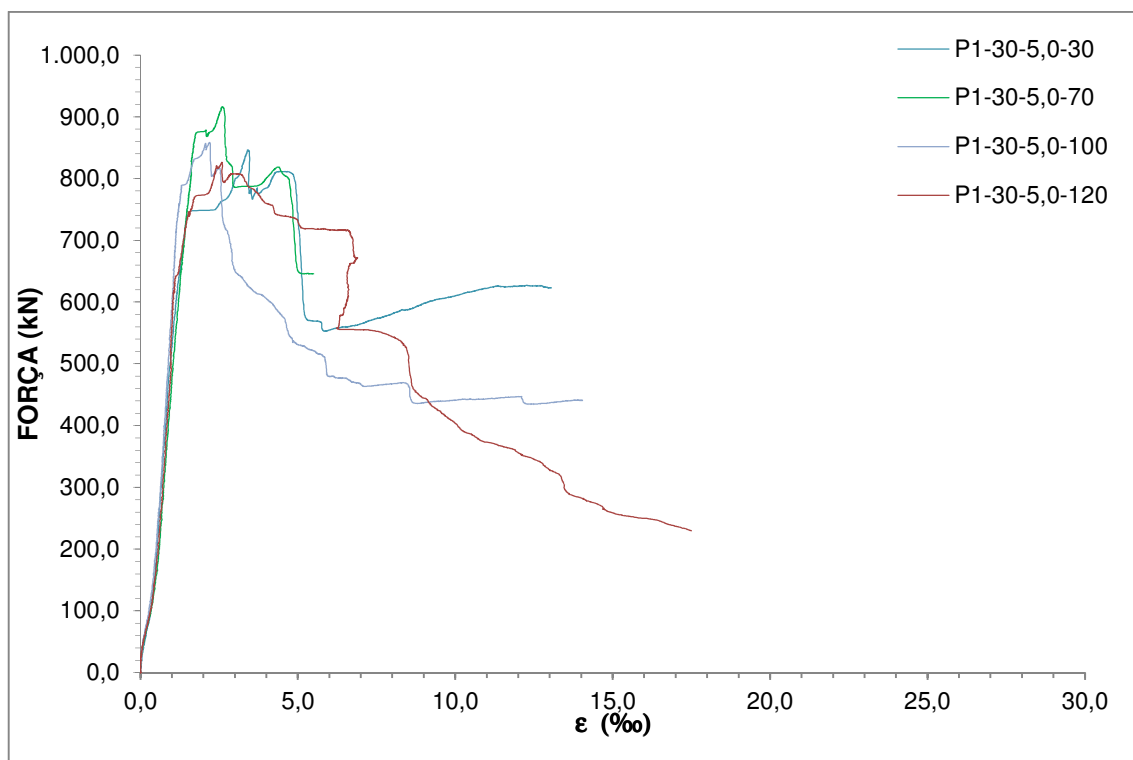


Figura 5.3- Gráfico de força vs. deformação do LVDT médio longitudinal dos P1-30-5,0.

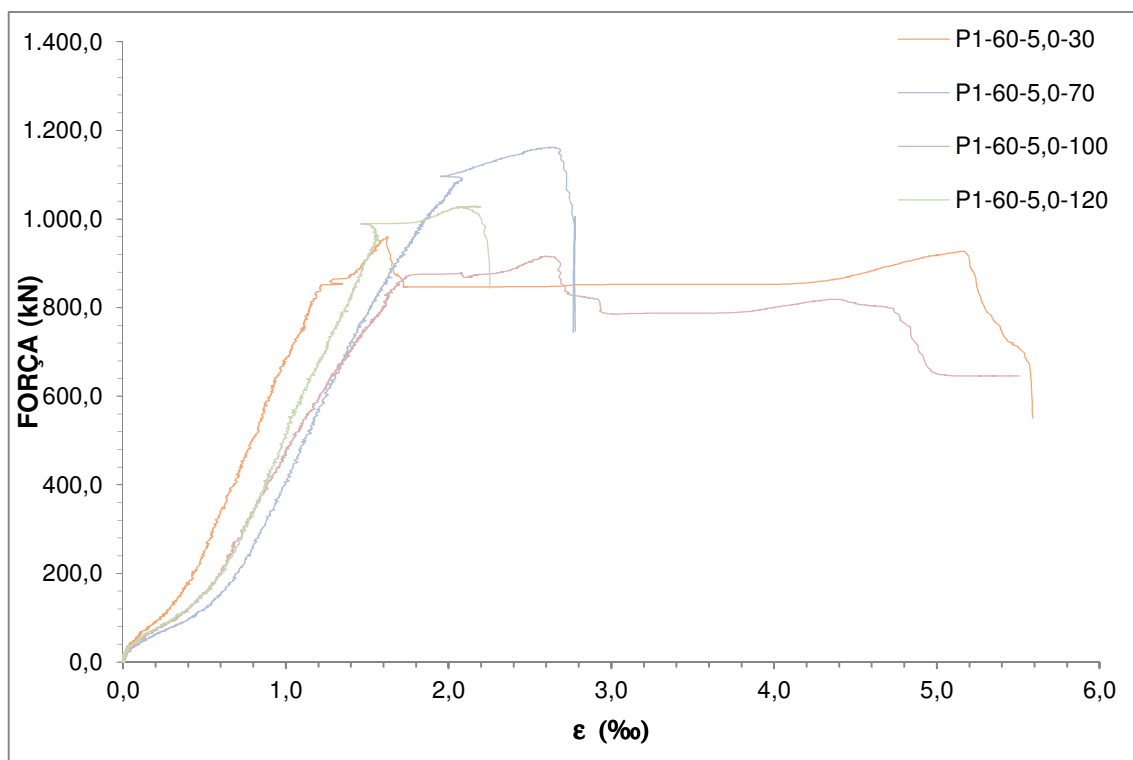


Figura 5.4- Gráfico de força vs. deformação obtido da média dos LVDTs longitudinais dos P1-60-5,0.

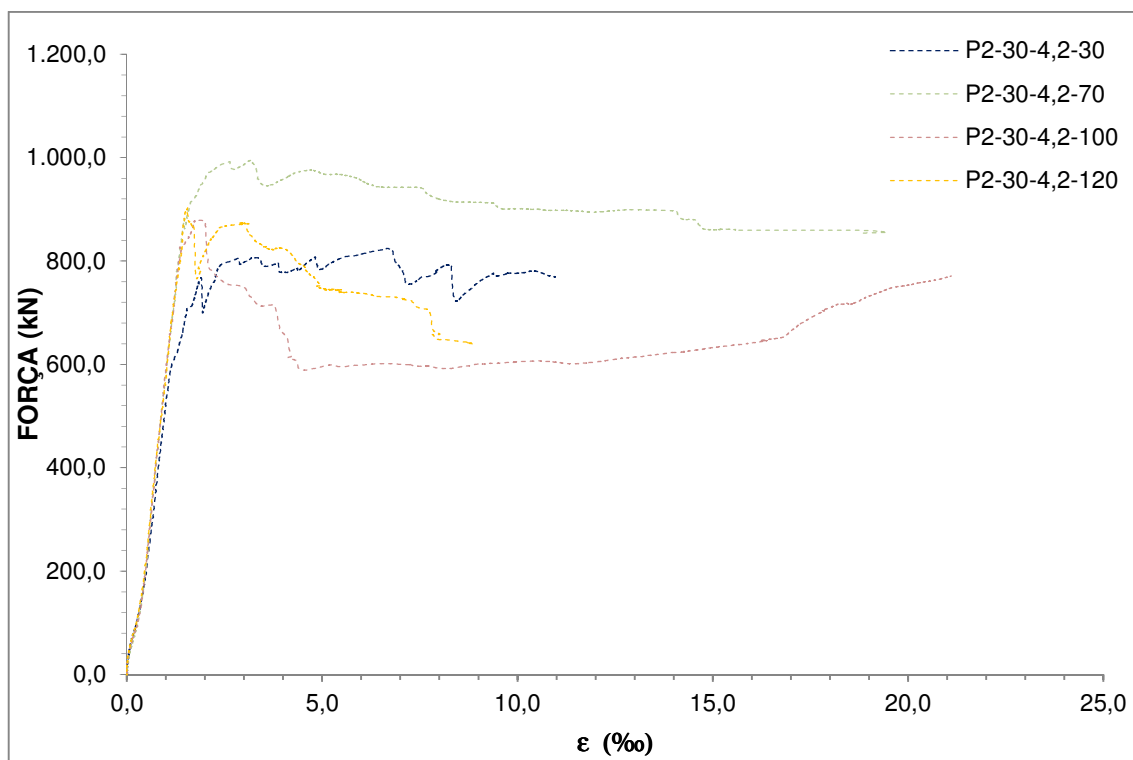


Figura 5.5- Gráfico de força vs. deformação do LVDT médio longitudinal dos P2-30-4,2.

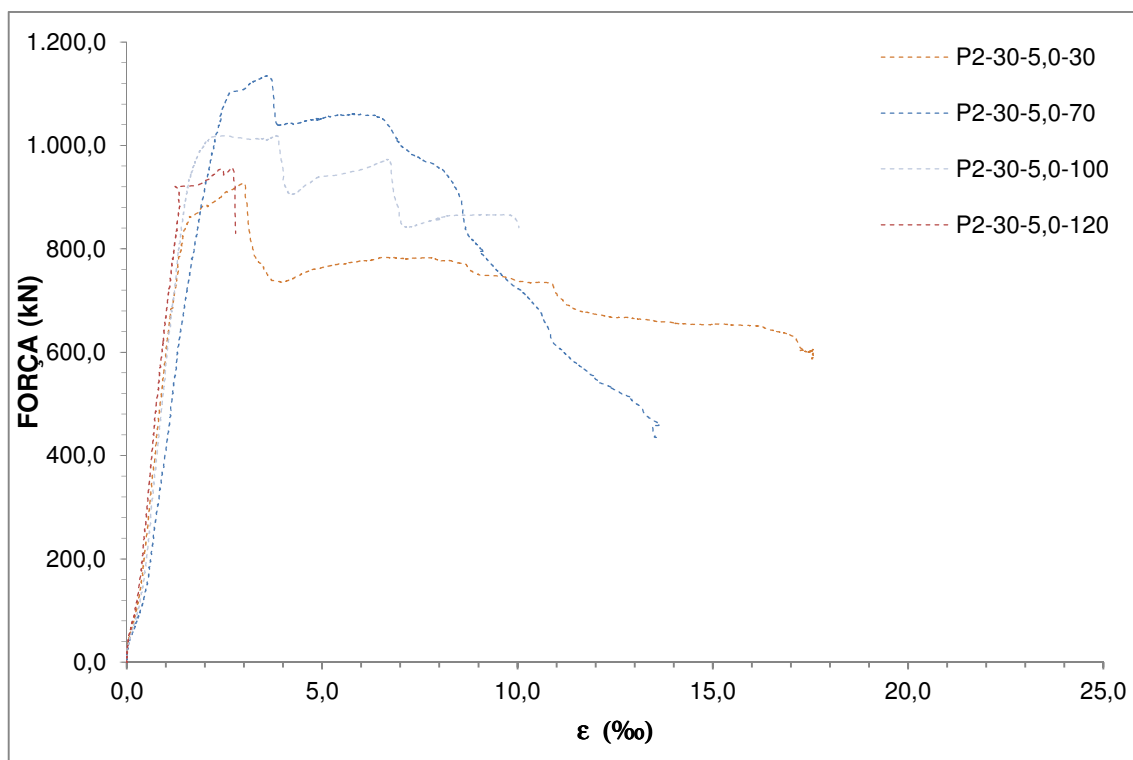


Figura 5.6- Gráfico de força vs. deformação do LVDT médio longitudinal dos P2-30-5,0.

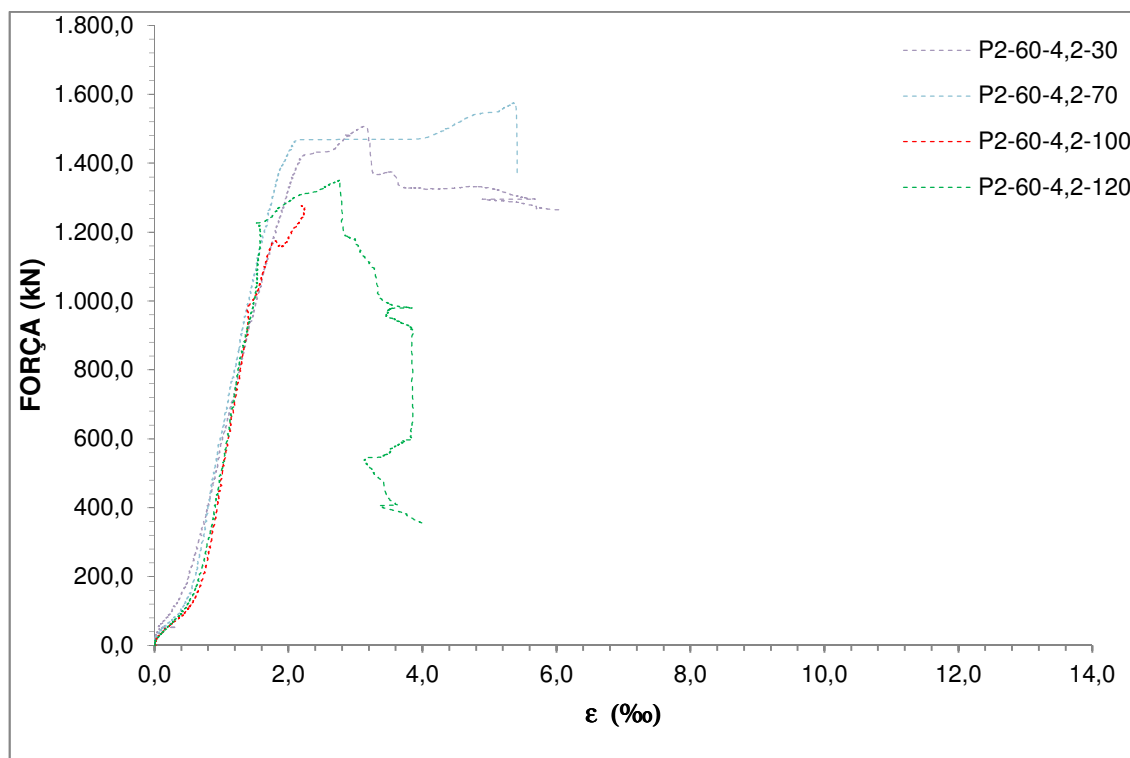


Figura 5.7- Gráfico de força vs. deformação do LVDT médio longitudinal dos P2-60-4,2.

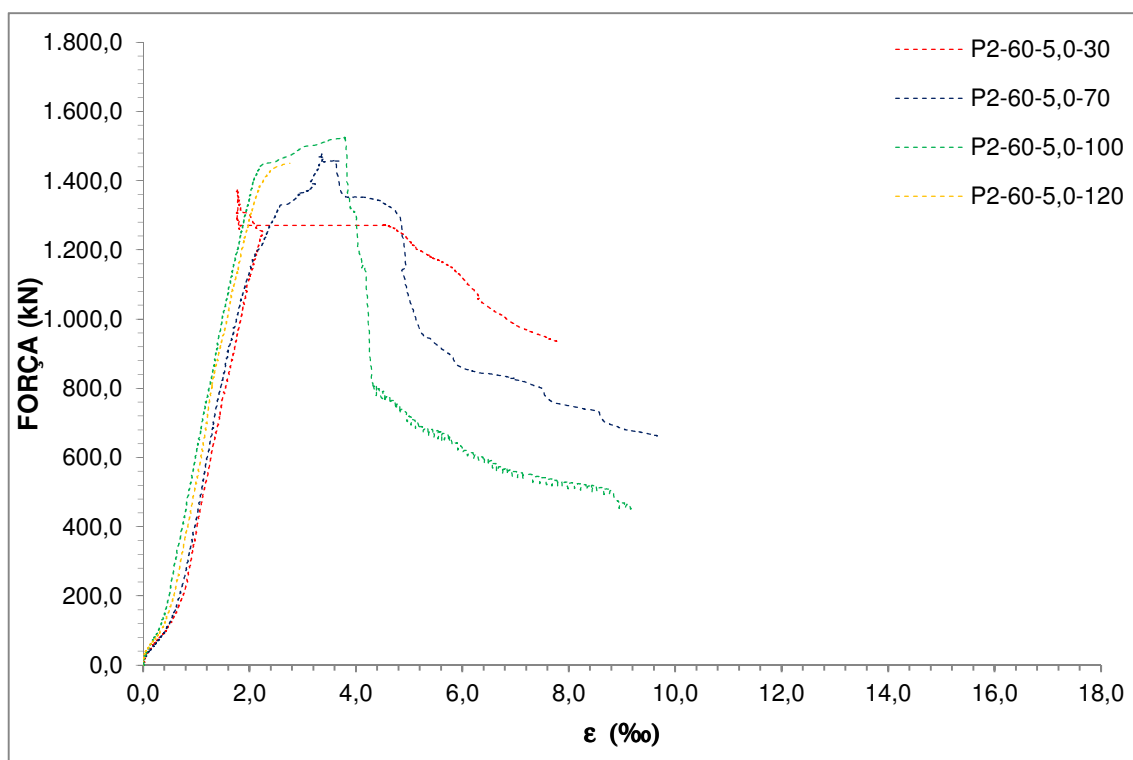


Figura 5.8- Gráfico de força vs. deformação do LVDT médio longitudinal dos P2-60-5,0.

5.3 Influência do tipo de modelo da armadura transversal no comportamento dos pilares

O tipo que determina o modelo da armadura transversal mostra ter influência no comportamento dos pilares. Nota-se, nas Figuras 5.10 e 5.11, que o modelo II teve um melhor comportamento, gerando um maior confinamento do núcleo. Isto foi devido a uma maior área de concreto confinado, proveniente da geometria deste modelo. O número de células que o modelo de tela de aço soldada possui faz com que o confinamento seja mais eficiente e, com isso, haja um aumento de resistência e ductilidade nos pilares. Este fato reafirma os resultados obtidos por Tavio et al. (2012) e Pimthaweepol (2007).

Como o modelo II mostrou melhor comportamento no confinamento, a taxa de armadura foi maior. Isso pode ser visto no gráfico de força vs. deformação dos pilares. Por ele observa-se um ganho de ductilidade maior para o modelo II do

que para o modelo I. Os pilares da Figura 5.10 obtiveram os seguintes valores para $\epsilon_{3^{\text{eúlt}}}/\epsilon_{\text{últ}} = 0,96$ o P1-60-4,2-120 e 3,88 o P2-60-5,0-12.

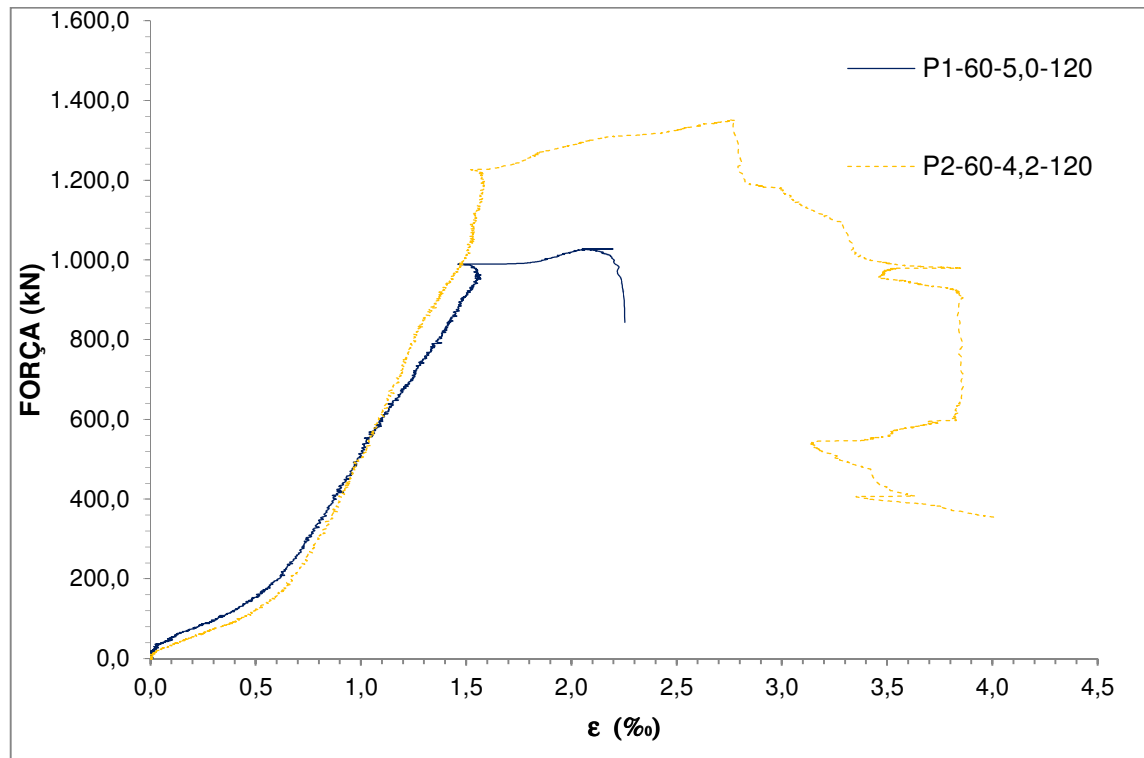


Figura 5.10 - Gráfico de força vs. deformação de pilares com a mesma taxa, resistência e modelos diferentes.

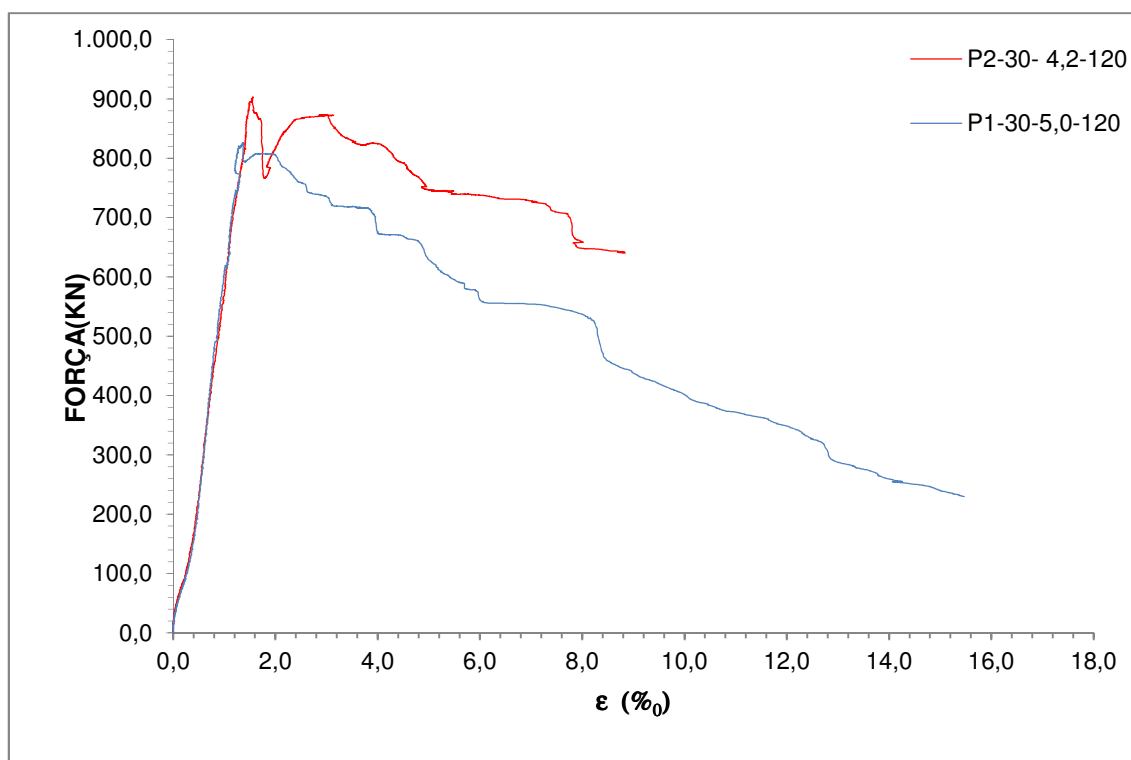


Figura 5.11- Gráfico de força vs. deformação de pilares com a mesma resistência e taxa de armadura transversal com modelos diferentes.

5.4 Análises da influenciada resistência do concreto

O concreto de resistência usual também sofre a perda do concreto de cobertura, só que de forma gradual e não brusca. Sendo assim, esse fenômeno não é claramente observado no diagrama força vs. deformação, como ocorre com os concretos de alta resistência, vistos nas Figuras 5.12 à 5.19. Diga-se, este comportamento foi observado por Sheikh e Uzumeri (1980) em seus trabalhos.

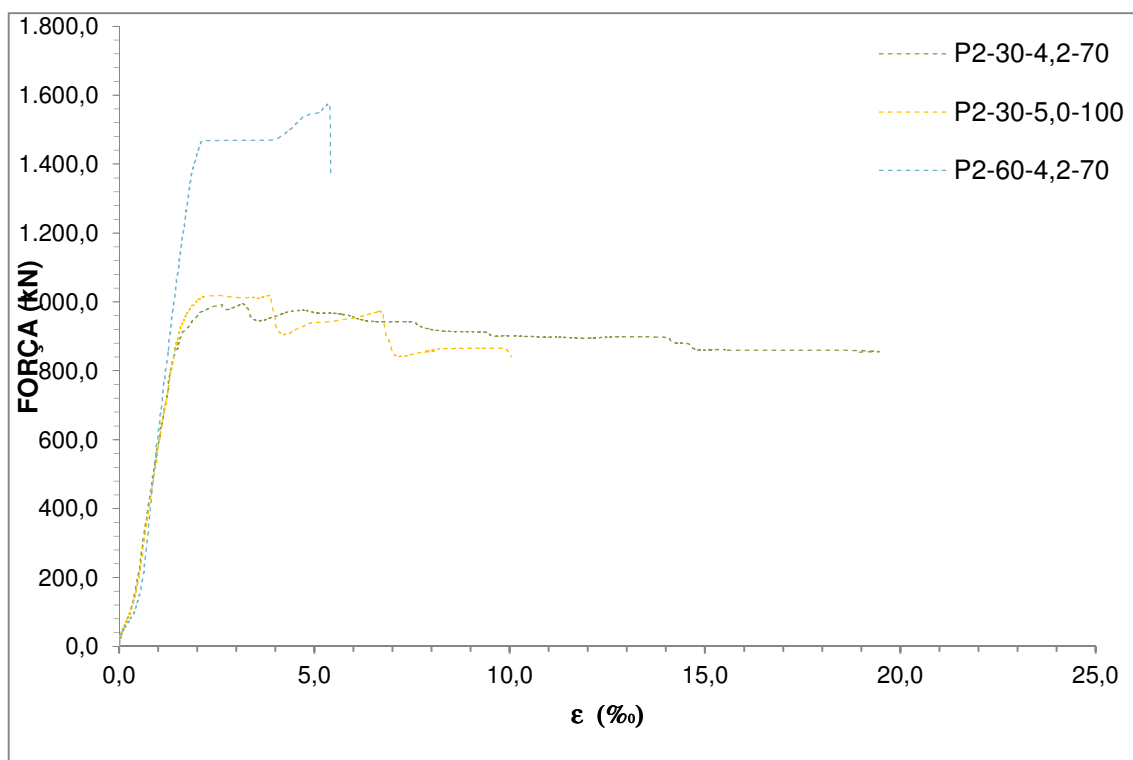


Figura 5.12- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

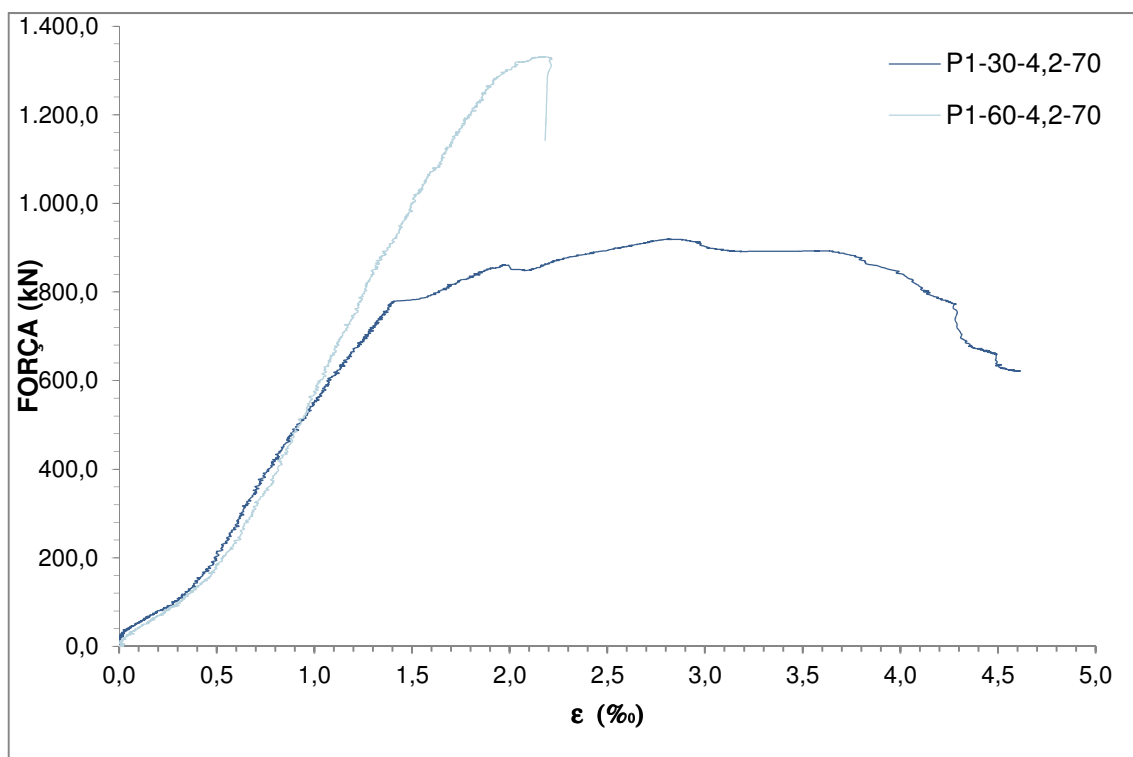


Figura 5.13- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

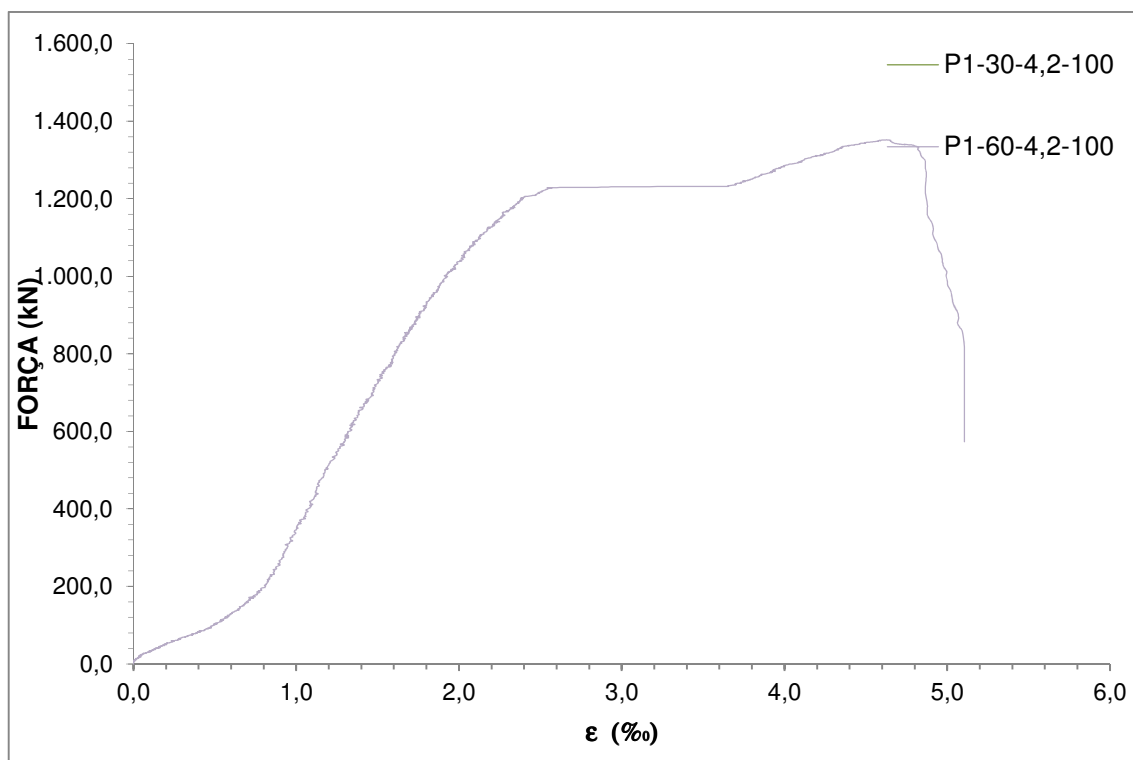


Figura 5.14- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

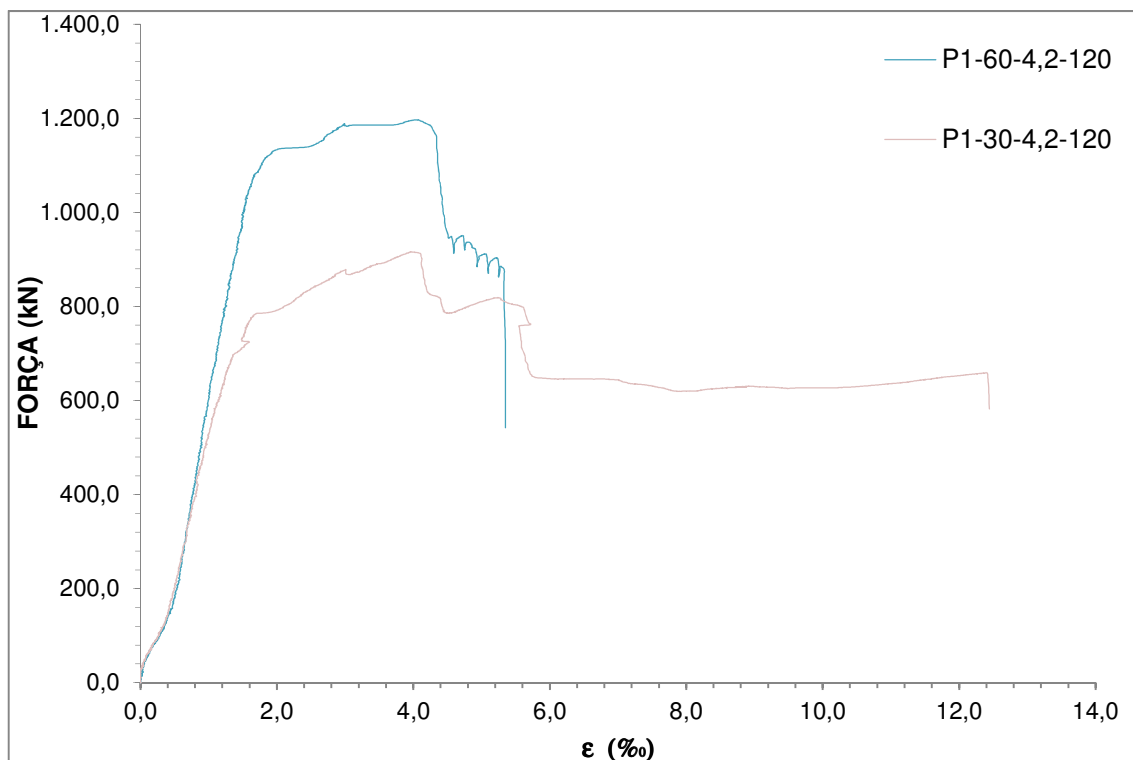


Figura 5.15- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

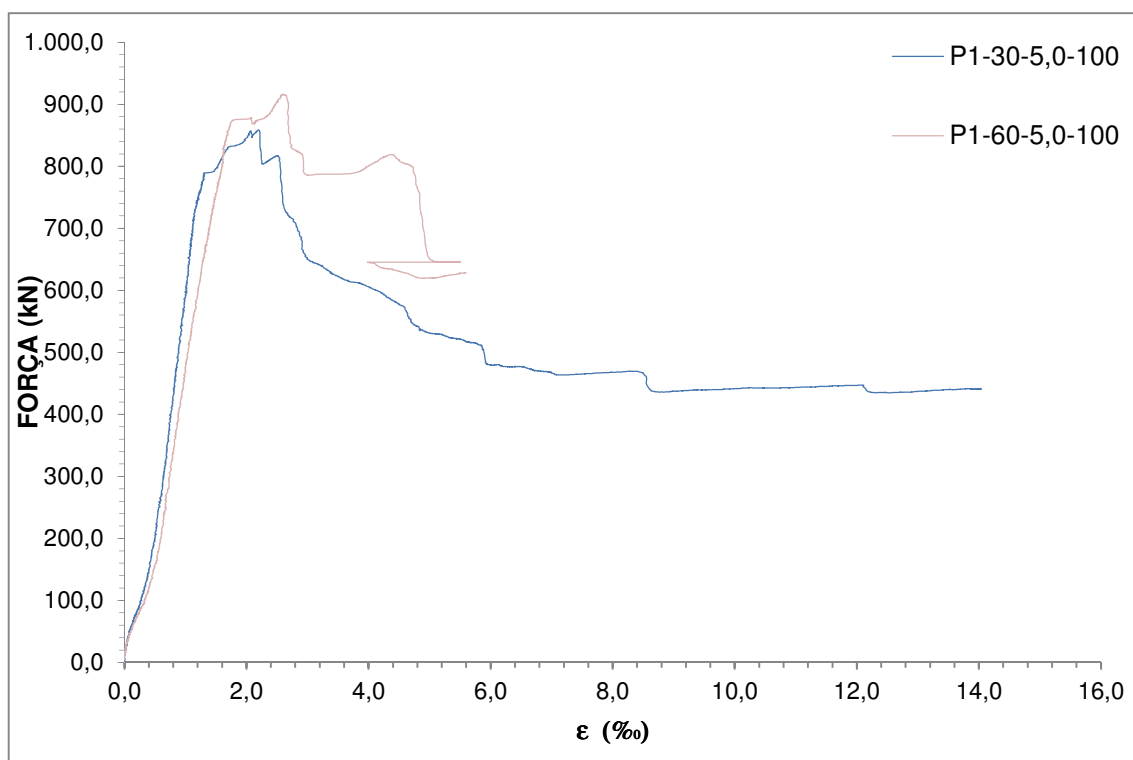


Figura 5.16- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

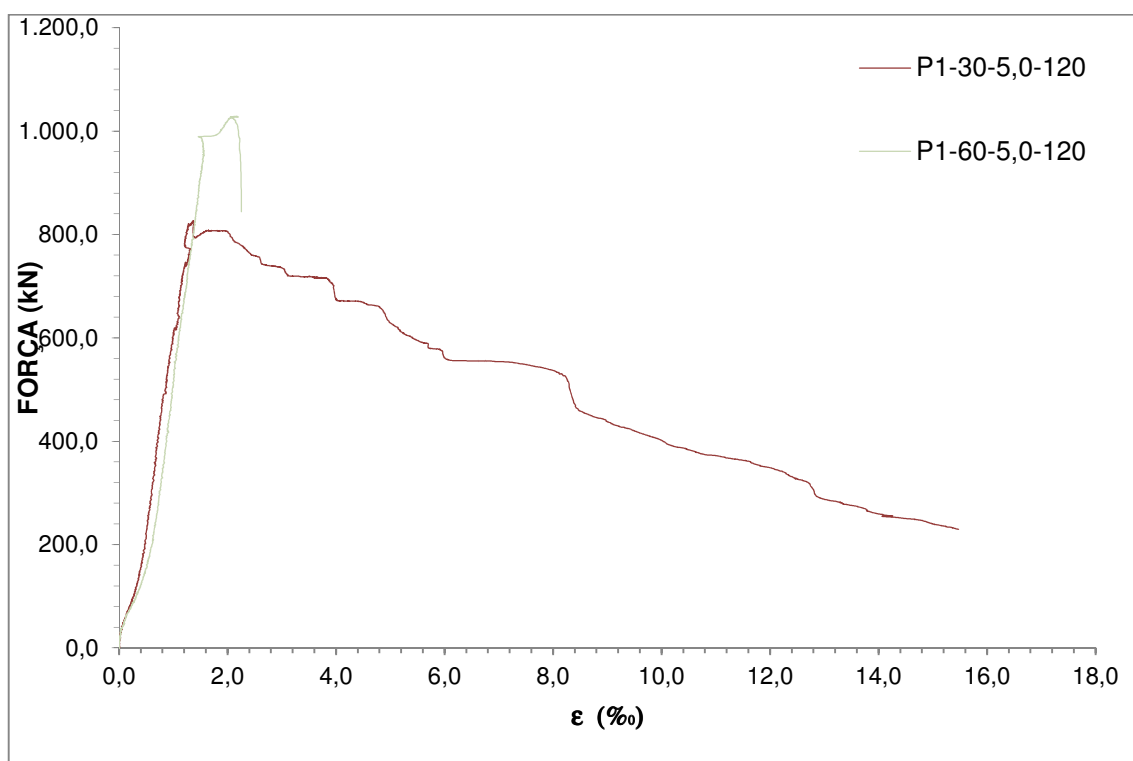


Figura 5.17- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

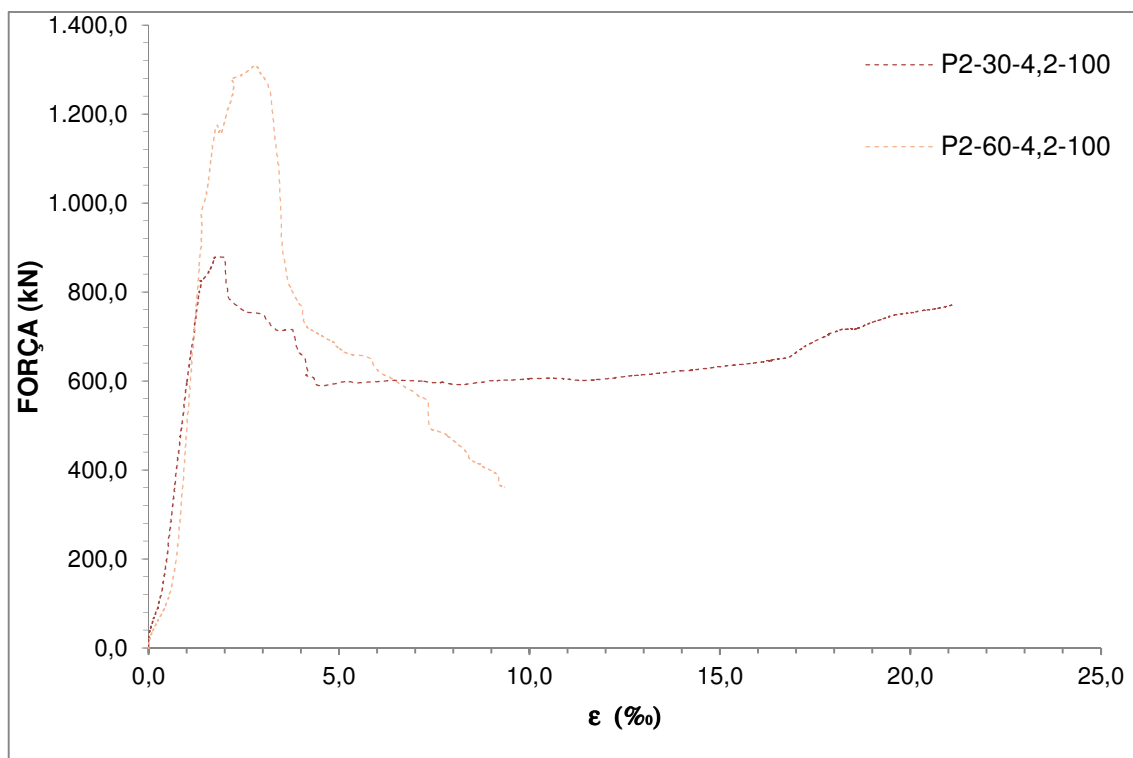


Figura 5.18- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

O concreto da resistência de 51 MPa possui 41% mais resistência que o de resistência usual (36 MPa). Os pilares com 51 MPa de resistência do concreto apresentaram uma capacidade última de 34% para o modelo I e, 53% para o modelo II. Contudo, não se pode esquecer que o modelo II possui o dobro de armadura longitudinal (8 barras de diâmetro de 10mm), fator este que influencia no aumento de sua resistência.

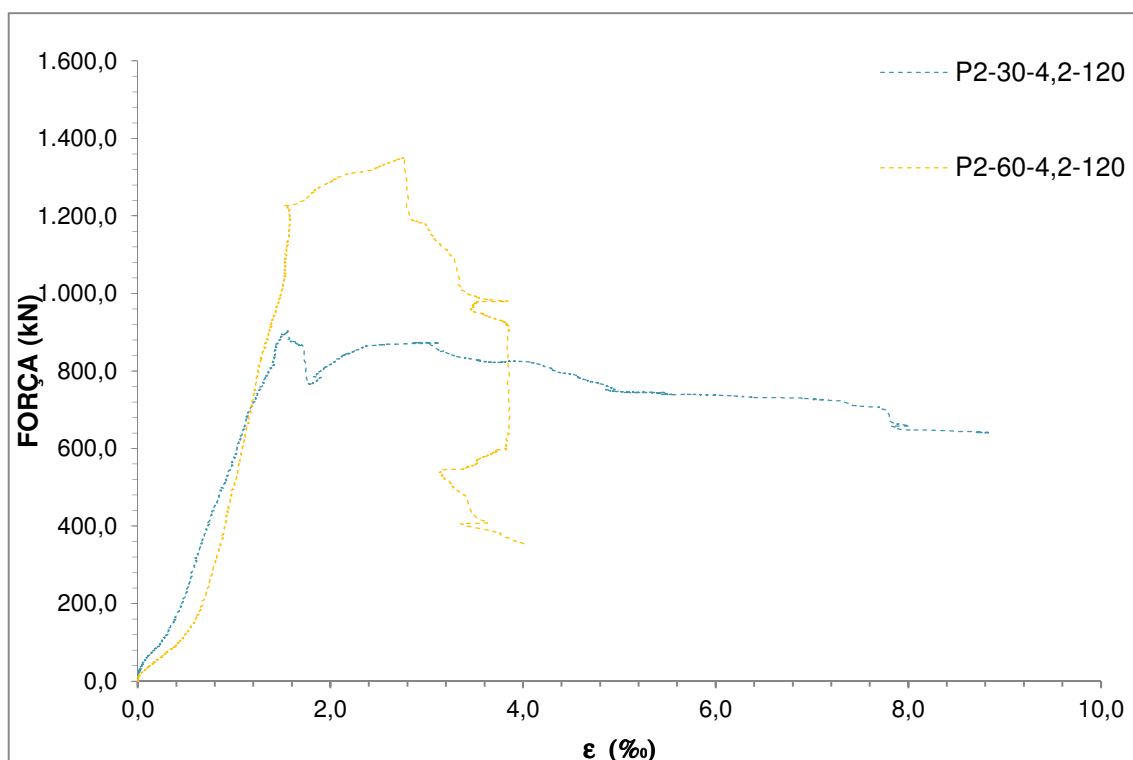


Figura 5.19- Gráfico de força vs. deformação de pilares com mesma taxa de armadura transversal e modelo com diferente resistência.

Com relação ao confinamento, o comportamento do modelo II, além de mostrar-se mais eficiente, acarretou, também, um aumento na última resistência.

No modelo I, devido à diferença ser menor entre o ganho de resistência dos pilares e a da resistência do concreto, indica ser ele um modelo com pouco efeito de confinamento.

Na Tabela 5.3, encontram-se as relações entre as capacidades últimas dos pilares com as diferentes resistências do concreto.

Tabela 5.3 – Diferença entre o aumento da capacidade última dos pilares quando comparada com a resistência do concreto.

PILARES	$\rho_w(\%)$	$f_{exp.}(KN)$	$f_{exp.30}/f_{exp.60}$	MÉDIA
P1-30-4,2-30	0,9924	830,72	1,60	1,34
P1-60-4,2-30	0,7083	1.330,80		
P1-30-4,2-70	0,4068	919,26	1,45	
P1-60-4,2-70	0,4006	1.330,80		
P1-30-4,2-100	0,2923	813,89	1,66	
P1-60-4,2-100	0,2776	1.351,90		
P1-30-4,2-120	0,2361	916,11	1,31	
P1-60-4,2-120	0,2291	1.196,60		
P1-30-5,0-30	1,3707	846,59	1,13	
P1-60-5,0-30	1,3925	959,34		
P1-30-5,0-70	0,6268	916,11	1,27	
P1-60-5,0-70	0,5554	1.161,50		
P1-30-5,0-100	0,4245	858,34	1,07	
P1-60-5,0-100	0,4134	916,11		
P1-30-5,0-120	0,3538	826,12	1,25	
P1-60-5,0-120	0,3306	1.028,60		
P2-30-4,2-30	1,4239	824,18	1,83	1,53
P2-60-4,2-30	1,4239	1.506,90		
P2-30-4,2-70	0,6102	994,47	1,58	
P2-60-4,2-70	0,6134	1.574,50		
P2-30-4,2-100	0,4455	879,29	1,49	
P2-60-4,2-100	0,4339	1.307,80		
P2-30-4,2-120	0,3732	902,91	1,50	
P2-60-4,2-120	0,3524	1.350,70		
P2-30-5,0-30	2,1000	926,40	1,48	
P2-60-5,0-30	2,0242	1.373,20		
P2-30-5,0-70	0,8952	1.134,50	1,30	
P2-60-5,0-70	0,8858	1.477,00		
P2-30-5,0-100	0,6136	1.018,70	1,50	
P2-60-5,0-100	0,6201	1.525,80		
P2-30-5,0-120	0,4909	955,11	1,58	
P2-60-5,0-120	0,4933	1.513,70		

CAPÍTULO 6

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No intuito de investigar o comportamento de pilares curtos de concreto armado com armadura transversal em tela de aço soldada, foram ensaiados 36 pilares. Estes pilares foram submetidos a uma carga axial centrada com velocidade constante, a fim da obtenção da uma carga resistente e as deformações experimentadas por eles.

Realizadas as comparações e a análise da influência das variáveis estudadas no confinamento, sendo elas: taxa de armadura transversal, resistência do concreto à compressão e duas configurações de estribos (Modelo I e II), pode-se concluir que:

- o confinamento de pilares curtos com tela de aço soldada tem o mesmo comportamento que o confinamento por estribos comuns;
- as capacidades últimas obtidas experimentalmente dos pilares ficaram acima das teóricas, confirmando que o confinamento tem contribuição na capacidade última;
- a taxa de armadura transversal é diretamente proporcional ao ganho de resistência e ductilidade, o que confirma o aparecimento do núcleo de concreto confinado e o aumento da ductilidade dos pilares;
- com um espaçamento adequado, pode-se diminuir o diâmetro da armadura transversal e obter um melhor confinamento, e, com isso, uma melhor ductilidade. Espaçamentos muito elevados levam à ruptura do núcleo de concreto não confinado e à flambagem da armadura longitudinal;
- a resistência da solda é um fator importante no efeito de confinamento, tendo em vista que todos os pilares tiveram a solda da tela de aço rompida no momento da ruptura final dos pilares;
- a deformação das armaduras transversais não alcançou, até a carga máxima, a deformação de escoamento. Em muitos pilares, isto só aconteceu após se atingir a carga máxima.

Em resumo, pode-se concluir que a técnica de confinamento por armadura transversal em tela de aço soldada pode ser usada, se levarmos em conta a limitação da baixa resistência da solda.

CAPITULO 7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ACI COMMITTEE 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, p. 503, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). **NBR 7251:1982:** Agregados – Determinação da massa unitária – Método de ensaios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). **NBR 7211:1983:** Agregados para concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). **NBR 7217:1987:** Agregados – Determinação da composição granulométrica – Método de ensaios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 5738:1994:** Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto – procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 5739:1994:** Concreto – ensaio de compressão de corpos-deprova cilíndricos – método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **NBR 6118: 2014:** Concreto .Projeto e execução de obras de concreto armado: Rio de Janeiro.

AGOSTINI, L.R.S. (1992). **Pilares de concreto de alta resistência**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

ATTARD, M.M.; SETUNGE S.(1996). **The stress strain relation ship of confined and unconfined concrete**. *ACI Mater*, v. 93(5), 432- 442,J.

CLAESON, C.; GYLLTOFT, K. (2000). **Slender concrete columns subjected to sustained and short-term eccentric loading**. *ACI Structural Journal*, v.97, n.1, p.45-52, Jan.-Feb.

CORDEIRO, GUILERME C. (2001). **Concreto de Alto desempenho com metacaulinita**. Tese de Mestrado – Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense - UENF

CUSSON, D.; PAULTRE, P. (1992). **Behavior of High-strength concrete columns Confined by retangular tiés under Concentric Loading**. Department of Civil Engineering, Faculty of Applied Sciences, University of Sherbrooke, aug.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. (1993). **Confinement Model for High-Strength Concrete Tied Columns**. Department of Civil Engineering, Faculty of Applied Sciences, University of Sherbrooke, may.

CUSSON, D. e PAULTRE, P.(1994), **High Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties**. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 120, n. 3, pp. 783-804.

CUSSON, D. and PAULTRE, P. (1995). **Stress-strain model for confined high-strength concrete**. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 3, March, p. 468-477.

FUSCO, P.B. (1989). O cálculo de concreto armado em regime de ruptura. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo. **Anais...** v.1, p.239-310.

GIONGO, J. S.; LIMA, F. B.; TAKEYA, T. (1996). ***Análise experimental de pilares de concreto armado de alto desempenho solicitados à compressão simples e a flexão normal composta***. Relatório de Auxílio à Pesquisa. Processo FAPESP número: 95/2458-4.

Hampel, T.(2000), **Behavior of High Performance Concrete under Multiaxial Loading**. Proceedings of the PCI/ FHWA/ FIB International Symposium on High Performance Concrete, pp. 185-195, Orlando, U.S.A.

HO, J.C.M.; LAM,J.Y.K. e KWAN, A.K.H.(2010) Effectiveness of adding confinement for ductility improvement of high-strength concrete columns. ***Engineering Structures***, n. 32, p 714-725.

JACOMASSI, LUCIANA M. DA c (2008). **Avaliação do Comportamento de Pilares de Concreto de Alta Resistência: Simulação Numérica Utilizando oCódigo de Cálculo CASTEM-2000**. Ilha Solteira/SP. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia - UNESP – Campus de Ilha Solteira.

LIMA, F. B. (1997). ***Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação***. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. (*Orientador: José Samuel Giongo*).

LIMA, F.B.; GIONGO, J.S.; TAKEYA, T. (1997). **Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho solicitados a compressão centrada**. In: REUNIÃO DO IBRACON, 39., São Paulo, 5-8 agosto. São Paulo, IBRACON, 1997. v.2, p.521-536.

LIMA, F.B.; GIONGO, J.S.; TAKEYA, T. (1997). **Pilares de concreto de alto desempenho submetidos a compressão excêntrica**. In: REUNIÃO DO IBRACON, 39. São Paulo, 5-8 agosto 1997. São Paulo, IBRACON, v.2, p.505-519.

LIMA, F.B.; GIONGO, J.S.; PINHEIRO, L.M. (1997). **Ultimate capacity of high performance concrete columns under axial load**. In: TOPPING, B.H.V.;

LIMA, F.B.; GIONGO, J.S.; PINHEIRO, L.M. (1997). **Capacidade última de pilares de concreto de alto desempenho**. JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, 1-5 set. Estruturas

LIMA JÚNIOR, H. C.; GIONGO, J. S. (2001). Avaliação da ductilidade do concreto de alta resistência reforçado com fibra de aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43., **Anais...** Foz do Iguaçu, Paraná

MAU, S-T, HOLLAND, J.M., AND HONG, L. (1998). Small Column Compression Tests on Concrete Confined by WWF, **Journal of Structural Engineering**, ASCE, V. 124, No. 3, March, pp. 252-261.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994). **Concreto: estrutura, propriedade e materiais**. São Paulo, Pini, 573p.

MÖRSCH, E. (1952). **Teoria y práctica del hormigón armado**. Buenos Aires; Gustavo Gili, 1952.

OLIVEIRA, W. L. A. (2004). **Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado sob a ação de força centrada com resistência média à compressão do concreto de 40 MPa**. Dissertação (Mestrado) São Carlos – SP, – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo

OLIVEIRA, W. L. A. & GIONGO, J.S. (2006) Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado sob a ação de força centrada. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 8, n. 35, p. 75-94,

OLIVEIRA, WALTER L. DE ANGRADE. (2004). **Análise teórica e experimental de pilares em concreto armado sob ação de força centrada com resistência média à compressão do concreto de 40 MPa**. Dissertação Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

PAIVA, N. M. B. (1994). **Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples**. Campinas.

Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil - Universidade Estadual de Campinas.

PIMTHAWEEPOL, WORACHET (2007). **Behavior of confined columnun der uni-axial loading by welded wire reinforcement**. Graduat school, Kasetsart Universiy,

POPOVICS, S.(1973). A numerical aproach to the complete stress-strain curve of concrete. **Cementand Concrete Research**, v.3, n.5, p.583-599.

QUEIROGA, M.V.M. (1999) **Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Razvi S.R and Saatcioglu. M., Confinement of reinforced concrete columns with welded wire fabric, **ACI Structural Journal**, (1989) 615-623.

Saatcioglu, M., and Razvi, S. R. _1992_. Strength and ductility of confined concrete. **J. Struct. Eng.**, v.118_n. 6_, 1590–1607.

RAZVI, S. R., e SAATCIOGLU, M.(1994). Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns, **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 6, 678-687, Nov.-Dec.

Razvi, S., and Saatcioglu, M. (1999)_. Confinement model for highstrength concrete. **Structural Journal**., v.125; n. 3_, 281–289.

RAMOS, R.F.; GIONGO, J.S. (2005). Pilares de concreto armado sob ação centrada com resistência do conreto de 25 MPa. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 7, n. 27, p. 59-92, 2005

SHARMA, U. K.; BHARGAVA, P.; AND KAUSHIK, S. K.,(2005) Behavior of Confined High Strength Concrete Columns under Axial. Compression, ***Journal of Advanced Concrete Technology***, v. 3, n. 2, 267-281,Jan.

SHEIKH, S. A., e UZUMERI, S. M.,(1980) Strength and Ductility of Tied Concrete Columns,***Journal of the Structural Division***, ASCE, v. 106, n. 5, pp. 1079-1102, Maio 1980.

SHEIKH, S. A. (1993). **Deformability of High-Strength Concrete Columns**. International Symposium on Utilization of High-strength concrete 3, Lillehammer, Norway, 1993. Proceedings. p. 346-353.

SHEIKH, S. A.; SHAH, D. V.; KHOURY, S. S. (1994). Confinement of high-strength Concrete columns. ***ACI Structural journal***, v.91, n.1, p. 100-111, jan – fev.

SHEIKH, S. A.; UZUMERI, S. M. (1980). Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. ***ASCE Journal of Structural Engineering***, v. 106, p. 1079-1101, may.

SHEIKH, S. A.; UZUMERI, S. M. (1982). Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. ***ASCE Journal of Structural Engineering***, v. 108, p. 2703-2722, dec.

TAVIO; KUSUMA, B. e SUPROBO, P. (2012) Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Welded Wire Fabric as Transverse Reinforcement under Axial Compression. ***ACI Structural Journal***, Mai-Jun.

VANDERLEI, R. D.; GIONGO, J. S. (1998). ***Análise Teórico-Experimental de Pilares de Concreto Armado de Alta Resistência sob Flexão Normal Composta***. Relatório de Bolsa de Mestrado número 1 apresentado à FAPESP. Processo número 97/12850-4.

YONG, Y.; NOUR, M. G.; NAWY, E. G. (1988). Behavior of Laterally Confined Highstrength Concrete under Axial Compression. ***ASCE Journal of Structural Engineering***, v. 114, p. 332-351, feb.