UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARA
CAMPUS UNIVERSITARIO DE TUCURUI
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

JACIARA SANTOS BRANDÃO

ROSÂNGELA SILVA PINTO

INFLUÊNCIA DO TIPO DE TRATAMENTO E DO USO DE CONECTORES NA RESISTÊNCIA DE JUNTAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO

Tucuruí-PA

2015

JACIARA SANTOS BRANDÃO

ROSÂNGELA SILVA PINTO

INFLUÊNCIA DO TIPO DE TRATAMENTO E DO USO DE CONECTORES NA RESISTÊNCIA DE JUNTAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.
Orientador: Profº Maurício Pina Ferreira, D.Sc. (UFPA)
Co-orientador: Profº Aarão Ferreira Lima Neto, D.Sc. (UFPA)

Tucuruí-PA

2015

i

JACIARA SANTOS BRANDÃO

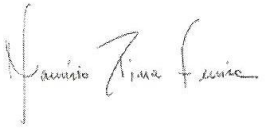
ROSÂNGELA SILVA PINTO

INFLUÊNCIA DO TIPO DE TRATAMENTO E DO USO DE CONECTORES NA RESISTÊNCIA DE JUNTAS EM ELEMENTOS DE CONCRETO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.

Tucuruí, 09 de Janeiro de 2015

Aprovado por:



Maurício Pina Ferreira, Pós-D.Sc. em estruturas e construção civil (UFPA)
(Orientador)

Marcelo Rassy Teixeira, D.Sc. em estruturas (UFPA)
(Examinador interno)

Débora Dias Costa Moreira, M. Sc. em recursos naturais (UFPA)
(Examinadora interna)

DEDICATÓRIA

A Deus, autor e consumador da nossa fé, criador dos Céus e da Terra, que é digno de toda honra e glória para sempre. Às nossas famílias que nos apoiaram durante toda a nossa caminhada acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos nossos orientadores por todo apoio, paciência, e disponibilidade em dividir conosco seus importantes conhecimentos, os quais, foram essenciais para a realização deste. Agradecemos ao professor Dr Maurício Pina pelo auxílio no tema deste trabalho, bem como, com suas contribuições para a realização deste, por sua disponibilidade em nos orientar de forma segura em tão pouco tempo e por seu grande incentivo. Ao professor Dr Aarão Neto por ter também aceitado o desafio de nos orientar em pouco tempo, por sua orientação segura e por sua grande disponibilidade, que contribuiu para o enriquecimento deste trabalho.

Eu, Jaciara Santos Brandão, agradeço a toda a minha família, em especial à minha mãe a qual, partilhou comigo toda responsabilidade e dificuldade encontrada ao longo do curso, agradeço aos meus irmãos Amós e Anderson Santos Brandão pelo apoio e interesse no sucesso deste trabalho. Agradeço à minha irmã de alma Mônica, que sempre me incentivou e me animou nos momentos mais difíceis desta jornada.

Eu, Rosângela Silva Pinto agradeço, a minha família pelo apoio e carinho, em especial aos meus pais, Lourival Silva Pinto e Maria Odina, que mesmo distantes sempre torceram por mim aos meus irmãos Caio Sodré, Sandra Regina e Tatiane Silva pelo amor incondicional, com os quais sei que sempre poderei contar.

Ao meu noivo Cleomar Melo, pela paciência em todos esses anos pelo amor e dedicação assim como também pela sua grande contribuição na realização deste trabalho. Agradeço aos amigos Heliomar Barroso, Iracy Lucas, Carlos Lopes e Elila Mendes pelo apoio nesta jornada.

Agradecemos à Eletrobras Eletronorte por ter cedido o material utilizado na produção dos elementos de concreto. Agradecemos também a técnica do laboratório Francirene Bonfim, pelas suas importantes contribuições, as quais foram indispensáveis neste estudo, aos alunos do LAEM pelo auxílio, e aos vigilantes Lúcio e Édson pelas suas contribuições com sua força de trabalho.

Agradecemos as nossas amigas Aline Maria e Karen Bernardo que foram mais chegadas que irmãs em muitos momentos, com as quais aprendemos e nos divertimos, e das quais nunca esqueceremos, pois elas tiveram fundamental importância em nossa caminhada acadêmica. Agradecemos também a nossa amiga Grazielle Tigre pelo grande apoio e amizade sincera durante o curso. Agradecemos a Ângela e Éden Bernardo que sempre nos ajudaram e

nos apoiaram desinteressadamente, principalmente ao senhor Éden, que nos auxiliou tecnicamente e contribuiu significativamente para a conclusão deste trabalho.

Agradecemos a todos os professores do campus, os quais nos proporcionaram conhecimento e desenvolvimento profissional, em especial ao professor Marcelo Rassy por sua amizade e carinho durante a graduação.

Agradecemos aos nossos colegas da turma de Engenharia Civil 2010 pelo companheirismo, pela amizade e pela boa convivência durante esses cinco anos de curso.

Agradecemos a todos os amigos que de alguma forma participaram desta caminhada e torceram por nós, o nosso muito obrigada.

RESUMO

A utilização de junta de concretagem é um artifício muito comum na indústria da construção civil, podem se fazer necessárias por motivos construtivos, em casos de ampliação de uma edificação, mudança do uso da estrutura ou até mesmo pela necessidade de aumentar a capacidade resistente da estrutura. Observa-se que a NBR 6118 não apresenta recomendações para a execução ou determinação da resistência na ligação de juntas de concretagem. Percebe-se também que algumas normas internacionais, tais como FIB (2010) e Eurocode 2 apresentam divergências. No objetivo de avaliar a influência do tratamento feito nas juntas e ainda do uso dos conectores na resistência final da ligação, os concretos utilizados neste trabalho apresentaram uma resistência à compressão, na primeira e segunda concretagem, de aproximadamente 18 e 46 MPa, respectivamente. Em todos os espécimes foram realizados apicoamento com a finalidade de aumentar a rugosidade da superfície de ligação. As variáveis foram em relação ao uso de adesivo estrutural e quanto ao número de conectores mecânicos com diferentes arranjos e profundidades na junta de ligação. Para análise da deformação dos conectores foram utilizados extensômetros elétricos. Observou-se tendência para o aumento da resistência cisalhante na peça com maior quantidade de pinos, assim como o uso de resinas epoxídicas nas ligações influenciou na resistência de ruptura, apresentando resistência maior em relação ao pilar de referência. Dentre as expressões propostas nas recomendações normativas para avaliação da resistência de ruptura na interface do concreto, a expressão analítica que mais se aproximou dos resultados experimentais foi a do EUROCODE2, quando analisado a tensão de ruptura pelo FIB (2010), este mostrou-se conservador.

Palavra-Chave: Concreto armado, Resistência ao cisalhamento, Conectores, adesivo estrutural.

ABSTRACT

The use of concrete joint is a common device in the construction industry, they may be necessary for constructive reasons, in cases of enlargement of a building, change of use of the structure or even the need to increase the bearing capacity of the structure. It is observed that the NBR 6118 does not provide recommendations for implementing or determination of resistance in connection concrete joints. We notice also that some international standards such as FIB (2010) and Eurocode 2 show divergences. In order to evaluate the influence of the treatment done in the joints and even the use of connectors on the ultimate strength of the bond, the concrete used in this study showed a compressive strength, the first and second concrete , approximately 18:46 MPa , respectively. In all specimens apicoamento were performed with the purpose of increasing the roughness of the bonding surface. The variables were compared with the use of structural adhesive and on the number of mechanical connectors with different arrangements and depths in the connecting joint. To analyze the deformation of the connectors strain gages were used. There was a tendency for increased shear strength in the part with the largest number of pins as well as the use of epoxy resins in connection influence the breaking strength, with more resistance than the column of reference. Among the expressions proposed in the policy recommendations for the evaluation of crack resistance in concrete interface, the analytical expression that is closer to the experimental results was the EUROCODE2 when analyzing the breakdown voltage by FIB (2010), this proved to be conservative.

Keyword: Reinforced concrete, shear strength, connectors, structural adhesive.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1- Aplicação de jatos de água para lavagem de superfície. Fonte: (SOUZA e RIPPER, 1998). 8
Figura 2-2- Limpeza de superfícies por aplicação de jatos de areia. Fonte:(SOUZA e RIPPER, 1998). 9
Figura 2-3-Apicoamento mecânico e manual. Fonte: (SOUZA e RIPPER, 1998). 10
Figura 2-4- Apicoamento manual da superfície de concreto Fonte:(SOUZA e RIPPER, 1998.) 10
Figura 2-5- Aderência pelo ensaio de cisalhamento Inclinado (PIANCASTELLI, 1997). 15
Figura 2-6- Ligação da interface do concreto de idades distintas. 16
Figura 2-7- Transferência de esforços de cisalhamento na interface de concreto (FIB, 2007). 17
Figura 2-8- Barras nervuradas (FIB, 2007). 18
Figura 2-9- Tensão de aderência (Pinheiro, 2004). 20
Figura 2-10- Ancoragens retas concentração de tensões nas extremidades (FUSCO 1994). 23
Figura 2-11- Ganchos das extremidades das barras (FUSCO,1994). 24
Figura 3-1- Layout do espécime (60 x 30 x 15) cm. 30
Figura 3-2- A Fôrma para a moldagem dos espécimes. 31
Figura 3-3- Vista geral da fôrma utilizada. 32
Figura 3-4- Agregados utilizados na primeira concretagem. 33
Figura 3-5-Detalhe da armadura. 34
Figura 3-6-Detalhe da armadura dos pilares. 34
Figura 3-7-Disposição da armadura do pilar. 35
Figura 3-8- Detalhe dos extensômetros elétricos posicionados P3 e P4. 37
Figura 3-9- Detalhe dos extensômetros elétricos posicionados P5 e P6. 37
Figura 3-10- Instalação dos sensores no concreto. 38
Figura 3-11- Detalhe do apicoamento dos espécimes. 40
Figura 3-12- Fixação dos conectores com resina epóxi Sikadur. 40
Figura 3-13- Disposição dos conectores no espécime. 41
Figura 3-14- Disposição dos conectores em P3, P4, P5 e P6. 41
Figura 3-15- Disposição dos conectores em planta baixa. 42
Figura 3-16- Espécimes concretados. 42
Figura 3-17-Amarração das fôrmas para concretagem. 44
Figura 3-18- Conjunto concreto velho e novo. 46
Figura 3-19- Procedimento de cura do concreto. 46
Figura 3-20- Esquema de ensaio. 49
Figura 3-21- Prensa WOLPERT para ensaio de materiais. 50
Figura 4-1- Posicionamento dos defletômetros DEF 01 e DEF 02. 52
Figura 4-2- Detalhe do sistema de ensaio. 52
Figura 4-3- Deslocamento de P1 e P2. 53
Figura 4-4--Deslocamento de P3, P4, P5 e P6. 54
Figura 4-5- Deformação dos conectores do espécime P3. 55
Figura 4-6- Deformação do concreto do espécime P3. 55

Figura 4-7- Deformação dos conectores do espécime P4.....55
Figura 4-8- Deformação dos conectores do espécime P5.....56
Figura 4-9- Deformação dos conectores do espécime P6.....56
Figura 4-10- Deslocamento x deformação 56
Figura 4-11- Mapa de fissuração em P3 e mapa de fissuração em P4. 60
Figura 4-12- Mapa de fissuração em P5. 60
Figura 4-13- Mapa de fissuração de P6. 60

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1-Diâmetro dos pinos de dobramento. 24
Tabela 2-2 Coeficientes para diferentes rugosidades da superfície de contato de concreto..... 27
Tabela 2-3-Coeficientes para diferentes rugosidades da superfície de contato sem o uso de conectores. 27
Tabela 2-4-Classificação coeficientes das superfícies na interface do concreto. 28
Tabela 3-1- Propriedades do aço utilizado. 35
Tabela 3-2-Nomenclatura dos extensômetros. 38
Tabela 3-3-Detalhamento dos conectores de cisalhamento. 39
Tabela 3-4 Detalhe dos conectores implantados no substrato. 39
Tabela 3-5 - Componentes do traço do concreto novo. 44
Tabela 3-6 - Resistência à compressão e a tração do concreto. 48
Tabela 3-7 - Resumo módulo de elasticidade. 49
Tabela 4-1-Cargas de Ruptura 61

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
A_c	Área da interface de concreto
Asw	Área da seção transversal das barras da armadura transversal à interface
apud	citado por, segundo
b_{int}	Largura da interface
C	coeficiente
CA-50	Concreto Armado 50kgf/mm² ou 500 MPa
CA-60	Concreto Armado 60kgf/mm² ou 600 MPa
c_a	Coeficiente
C_r	Coeficiente
Ec	módulo de deformação longitudinal (elástico) do concreto
Eurocode 2	Design of Concrete Structures (2004)
Es	módulo de deformação longitudinal (elástico) do aço
et. al.	e outros
F	força externa concentrada; força solicitante; força resistente
Fc	resistência à compressão do concreto medida em corpos-de-prova cilíndricos
Fcd	resistência de cálculo do concreto à compressão
Fck	resistência característica do concreto à compressão
*F*ctk	resistência de cálculo do concreto à tração característico
Fctd	resistência de cálculo do concreto à tração
fct,m	resistência média à tração do concreto
FIB	Fédération Internationale du Béton (2010)
Ft	resistência à tração do concreto medida em corpos-de-prova cilíndricos
ftd, c	resistência de cálculo do concreto à tração
Fy	resistência de escoamento do aço à tração
Fyd	resistência de cálculo do aço à tração
Fyk	resistência característica de escoamento do aço à tração
h	altura da seção
K	coeficiente

K_1	Coeficiente referente ao tipo de rugosidade do concreto
K_2	Coeficiente referente ao tipo de rugosidade do concreto
KN	Quilo Newton
L	comprimento
l	comprimento de ancoragem da armadura.
Lb	comprimento da armadura sobre o qual são transferidas as tensões de aderência.
M^2	Metro Quadrado
MD	Média aritmética
m^3	Metro Cúbico
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
N	força normal
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
p	página
Rs	resistência da armadura à ação de corte transversal (ação de pino)
Ru	resultante das tensões de cisalhamento últimas na interface
S	momento estático
s	deslizamento relativo entre duas superfícies em contato; espaçamento de armadura.
su	deslizamento relativo último entre duas superfícies em contato
V	esforço cortante, força externa aplicada na interface
W	abertura de fissura; separação transversal entre duas superfícies em contato

LISTA DE SÍMBOLOS

α	ângulo
β	coeficiente, índice de confiabilidade.
ε	deformação específica.
εc	deformação específica de compressão no concreto.
ϕ	diâmetro nominal da barra
ξ	relação entre a tensão normal de tração na armadura e sua resistência de escoamento
Δl	variação de comprimento.
η	coeficiente.
λ	coeficiente.
μ	coeficiente de atrito.
μe	coeficiente de atrito efetivo.
ρ	taxa geométrica de armadura.
τ	tensão de cisalhamento.
τu	tensão de cisalhamento última na interface.
σ	tensão normal.
σc	tensão de compressão no concreto.
$\Delta\sigma c$	tensão de cisalhamento transmitida pela interface
σn	tensão normal à interface entre duas superfícies.
σs	tensão normal de tração na armadura.
σt	tensão de tração no concreto.
σy	tensão normal à seção transversal do corpo de prova

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1
1.1 OBJETIVOS GERAIS 1
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 2
1.3 JUSTIFICATIVA 2
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO 3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 4
2.1 REFORÇOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO 4
2.1.1 Reforços com uso de concreto 4
2.1.2 Reforços com perfis metálicos 5
2.1.3 Reforços com chapa de aço colada 6
2.2 TRATAMENTOS SUPERFICIAIS 7
2.2.1 Com jatos de água 7
2.2.2 Jatos de areia 8
2.2.3 Apicoamento 9
2.3 MATERIAIS UTILIZADOS NO REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO 11
2.3.1 Adesivos 11
2.3.2 Graute 11
2.3.3 Adesivo estrutural a base de epóxi 12
2.3.4 Características dos adesivos estruturais de acordo com seus fornecedores 13
2.3.5 Conectores de cisalhamento 14
2.4 MÉTODOS DE ENSAIOS 14
2.4.1 Resistência de aderência ao cisalhamento oblíquo por compressão 14
2.4.2 Resistência de aderência ao cisalhamento direto 16
2.5 TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO EM INTERFACES DE CONCRETO 16
2.5.1 Transferência de cisalhamento pela superfície de contato 17
2.5.2 Principais fatores que influenciam a resistência da interface 18
2.5.3 Mecanismos de ruptura da aderência 19
2.5.4 Ancoragem 22
2.6 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO 25

2.6.1 Equação FIB MC 2010 25
2.6.2 Equações de acordo com EUROCODE 2 28
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL 29
3.1 CONCRETAGEM DOS ESPÉCIMES REFERENTES AO CONCRETO "VELHO" 29
3.1.1 Características dos espécimes 30
3.1.2 Materiais 31
3.1.2.1 Fôrmas 31
3.1.2.2 Concreto 32
3.1.2.3 Características dos Agregados 32
3.1.2.4 Armadura dos espécimes 33
3.1.3 Execução dos espécimes 35
3.1.4 Instrumentação fixação dos conectores 36
3.2 CONCRETAGEM DOS ESPÉCIMES REFERENTE AO CONCRETO "NOVO" 42
3.2.1 Características dos espécimes 43
3.2.2 Materiais 43
3.2.2.1 Fôrmas 43
3.2.2.2 Concreto 44
3.2.2.3 Características dos Agregados 45
3.2.2.4 Armadura dos espécimes 45
3.2.3 Execução dos espécimes 45
3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO 47
3.3.1 Ensaio dos CP's 47
a) Ensaio de resistência à Compressão e a Tração 47
b) Ensaio para obtenção do Módulo de Elasticidade 48
3.3.2 Ensaio de cisalhamento direto 49
4. RESULTADOS E ANÁLISES 51
4.1 DESLOCAMENTOS DOS PILARES 51
4.2 DEFORMAÇÕES NOS CONECTORES 54
4.3 FISSURAÇÃO NAS JUNTAS DE LIGAÇÃO 59
4.4 CARGA DE RUPTURA 61
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS 62
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 64
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA 65

APÊNDICE A 69

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é um material amplamente empregado na construção civil, tem sido a técnica mais utilizada em todo o mundo para construção de estruturas. Percebe-se ainda o surgimento de um grande número de pesquisas e inovações tecnológicas no que tange a sistemas estruturais para otimização de processos construtivos.

Mas não são raros os casos de ruína em elementos estruturais, chegando-se por vezes à medida extrema de demolição da estrutura. De maneira que, em determinadas situações a solução para esse tipo de imprevisto pode ser a execução de reforço das estruturas, a implementação de componentes pré- moldados, dentre outros, que possuem como denominador comum a formação de juntas de concretagem ou de ligação entre as interfaces dos elementos. Estas são regiões nas quais ocorre o encontro entre os diferentes materiais, quase sempre trata-se da anexação de um elemento "velho" a um elemento "novo". Mas, para promover a eficácia deste procedimento, é essencial que se tenha o conhecimento das ligações e conexões que irão resistir e transmitir as forças no conjunto.

Observa-se que estudos referentes a juntas de ligações entre elementos de concreto com idades diferentes vêm apresentando importância cada vez maior no cenário da construção civil, uma vez que, essas juntas podem ser usadas tanto em elementos pré-moldados como em projetos de recuperação e/ou reforço.

Com a finalidade de contribuir para o melhor entendimento do desempenho de associação de juntas entre elementos de concretos com idades distintas, este trabalho avaliar a influência do tratamento feito nas juntas e ainda do uso e arranjo dos conectores na resistência final da ligação.

Pra isso foram feitos ensaios experimentais de cisalhamento puro e estes resultados foram comparados com a resistência estimada por normas FIB model code e Eurocode 2.

1.1 OBJETIVOS GERAIS

O principal objetivo do presente trabalho, é avaliar a influência do tipo de tratamento realizado nas juntas, verificando o aumento da resistência na interface de ligação, com a

finalidade de desenvolver uma análise crítica e madura sobre a resistência e a vida útil de uma estrutura composta por elementos moldados com idades diferentes.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistem em:

a) Avaliar o comportamento da aderência na junta de ligação utilizando adesivos estruturais.

b) Avaliar a resposta estrutural, variando-se o número de conectores na interface de ligação dos pilares.

c) Avaliar a resposta estrutural, variando-se o número de conectores na interface de ligação das juntas.

1.3 JUSTIFICATIVA

Nas últimas décadas, um número significativo de pesquisadores empenha-se em avaliar a resistência da interface de juntas de ligação entre concreto de idades distintas. No entanto, ainda existem grandes dúvidas sobre a transferência destes esforços. Esse fato é evidenciado pelo pequeno número de resultados relativos à verificação do desempenho em juntas de ligação entre concretos “velhos” e “novos”.

Tal fato justifica a inexistência de critérios específicos para este estudo nas normas técnicas.

Com este trabalho pretende-se contribuir para o estudo da avaliação da resistência ao cisalhamento na interface entre concreto moldado em idades diferentes, no qual serão abordados dois tipos de ligações, a primeira será com tratamento na superfície, a fim de avaliar o mecanismo de aderência e o segundo será com uso de conectores mecânicos que atravessaram a interface do concreto moldado em idades distintas.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é composto por 5 principais capítulos. No capítulo 1 foi feita a apresentação, bem como, a justificativa da importância do tema abordado. No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, desenvolvida baseada em estudos e pesquisas que abordam os temas de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado, materiais utilizados para realização desses serviços, além de um resumo que contém diversas considerações e recomendações que discorrem a respeito de resistência ao cisalhamento, principal objeto de estudo nesta pesquisa.

No capítulo 3 é descrito todo o processo realizado no programa experimental deste estudo, cujo conteúdo apresenta as características construtivas referentes a composição do concreto, detalhes de armadura, metodologia de ensaio, além da instrumentação dos espécimes produzidos para realização dos ensaios.

O capítulo 4 é composto pelos resultados obtidos dos ensaios, no qual, são evidenciados o comportamento da estrutura, apontando as cargas últimas de resistência ao cisalhamento, assim como, os deslocamentos e deformações aferidos. O trabalho encerra com as conclusões, apresentadas no capítulo 5, com as devidas sugestões para trabalhos futuros e com as referências no capítulo 6, contendo as informações dos trabalhos que foram utilizados na composição deste.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 REFORÇOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Os trabalhos de reforço em estruturas de concreto ou em seus elementos podem ser necessários devido às modificações em seu uso, regeneração da capacidade portante diminuída por conta de acidentes, desgaste ou deterioração, modificação da concepção estrutural, para correção de falhas de projeto ou de execução, aumento da capacidade portante, e ainda, por necessidades arquitetônicas ou de utilização.

Para a execução dos serviços de reforço, o projetista deve ter a capacidade técnica e criatividade suficientes para adotar as medidas adequadas. Além disso, deve-se considerar o histórico da estrutura, suas especificações originais, bem como, as patologias existentes ou as novas exigências, mão-de-obra e materiais disponíveis para trabalhos desta natureza.

A determinação das medidas de recuperação e reforço de estruturas deve ainda considerar o aspecto econômico, uma vez que, eles possuem uma ligação direta, é necessário considerar todos os serviços envolvidos na execução da solução adotada, analisando sua a viabilidade da obra (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.1.1 Reforços com uso de concreto

O reforço de elementos estruturais utilizando concreto armado ou concreto projetado tem sido bastante recorrente, pois estes possuem maiores vantagens econômicas, além de serem de fácil execução. Em contrapartida, apresentam a desvantagem de interferir no projeto arquitetônico e no tempo necessário para que a estrutura possa ser colocada em serviço. O emprego do concreto de alto desempenho no reforço se mostra como uma alternativa ao uso do concreto convencional, pois este permite a execução de menores espessuras. Assim, tem-se a possibilidade de não se alterar em demasiado as dimensões iniciais dos elementos reforçados. Para a realização de reforços, aspectos como, eficácia da aderência entre concretos moldados em idades diferentes, transferência de tensões entre esses, precisão do ângulo da junta e

tratamento da superfície são importantes para se garantir o sucesso do reparo, além do estudo das propriedades mecânicas do material a ser empregado. Os ensaios de cisalhamento direto ou inclinado são ferramentas necessárias para a análise da funcionalidade destes aspectos (REIS, 2001).

No entanto, Piancastelli e Calixto (1997) consideram insuficientes as especificações inerentes aos serviços de recuperação e reforço, destacando que são poucos os estudos concentrados em verificar o desempenho e o comportamento de elementos submetidos a determinados tipos de solicitação.

Cosenza (1998) e Shehata e Teixeira Júnior (1997), respectivamente, ensaiaram modelos de pilares e consolos que apresentavam patologias, removendo totalmente o concreto danificado e as armaduras existentes e substituindo-os por concreto e armadura semelhantes aos originais. Nestes trabalhos verificou-se que o comportamento em serviço e na ruptura das peças reparadas foi semelhante ao comportamento original, tendo como ponto fraco, a região de ligação entre concreto novo e velho, levando os autores a concluir que a preparação adequada das superfícies de ligação é essencial para o bom desempenho das peças reconstituídas.

Outros trabalhos realizados a respeito de reforços, abordam a obtenção de bons resultados, promovidos pelo uso de microconcreto de alto desempenho, com adição de sílica ativa e fibras de aço para o reforço de pilares por encamisamento (ARAÚJO JR. e SOUZA, 2000; TAKEUTI e HANAI, 2000).

2.1.2 Reforços com perfis metálicos

Este é tido como o método mais empregado em situações de emergência, pois geralmente não resultam em alterações geométricas das peças, são chumbados com buchas expansivas e preenchimento com injeção de resinas. A execução deste tipo de reforço requer a preparação da superfície para que haja precisão na união do reforço ao elemento a ser reforçado. Estruturas que apresentam fissuras, não devem receber esse tipo de reforço antes de ter sido feito o tratamento dessas aberturas.

Souza e Ripper (1998) afirmam que no estado limite último, as peças reforçadas se comportam como peças tradicionais e com armadura total idêntica à soma das armaduras exteriores e interiores.

Para garantir a máxima eficiência do reforço, Cánovas (1988) recomenda cuidados, pois, as alterações do comportamento global da estrutura podem gerar efeitos secundários e danosos em outros pontos da estrutura. Assim, é aconselhável que os reforços sejam feitos após o descarregamento ou alívio parcial da estrutura que permitam que o novo elemento se comporte de forma coesa após o recarregamento. No caso de pilares, sugere-se a continuidade do reforço nos pavimentos adjacentes, para evitar que apareçam tensões cisalhantes nas lajes, como consequência dos esforços transmitidos pelo reforço.

Para o dimensionamento deve-se analisar a capacidade portante da seção do concreto existente, em caso de inexistência desta capacidade, o reforço deverá suprir totalmente o elemento portante, absorvendo todos os esforços.

Deve-se considerar que a carga na seção do concreto após o reforço seja menor que a capacidade portante da seção original do concreto. As deformações não devem ultrapassar os limites teóricos de ruptura.

2.1.3 Reforços com chapa de aço colada

Este método de reforço consiste na implementação de uma espécie de armadura secundária que tem como principal função trabalhar solidariamente com o elemento estrutural. A inserção das chapas é feita através da colagem de chapas de aço nas partes externas da estrutura utilizando adesivos e parafusos auto-fixantes. Possui também baixo custo, envolve ainda pequenas alterações na arquitetura, bem como, na seção do elemento reforçado. Geralmente esta técnica é utilizada quando as armaduras de origem apresentam danos em fase inicial, que ainda não comprometeram a integridade do concreto que as envolve. Desta forma, o aumento da resistência da peça possibilitará combater momentos fletores e forças cortantes, além de aumentar a rigidez da peça.

O reforço com chapa de aço foi utilizado pela primeira vez na Suíça e na Alemanha, em 1960 por L'HERMITE e BRESSON, de maneira que, a principal intenção ao aplicar esse método é que ele se comporte como uma peça única, pois essa condicionante é determinante para o adequado funcionamento do reforço (REIS, 2001).

De acordo com os dispostos em Cánovas (1988), a camada de adesivo utilizado para a colagem deve ser da ordem de 1mm, no entanto é certo que existe certa dificuldade em manter essa espessura, visto que se trata de garantir alta precisão no momento da aplicação. Tendo em

vista que, valores mais altos de resistência à tração são obtidos com menores espessuras da camada de adesivo. Ao adotar essa medida deve-se levar em conta a temperatura a que o adesivo será exposto, pois essas resinas epóxicas são sensíveis ao calor para temperaturas superiores a 70°C, apresentando redução de suas características de resistência. O autor sugere ainda que os reforços efetuados devam ser protegidos contra incêndio, por meio de uma camada isolante à base de amianto ou vermiculita.

Vale destacar que para se obter o sucesso do reparo é de fundamental importância evitar a ruptura frágil do sistema, que porventura possam desencadear possíveis descolamentos prematuros da chapa, ou pela ruptura conjunta do concreto do cobrimento da armadura e a chapa de aço, conhecida como "*peeling off*" ou descascamento da estrutura.

2.2 TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

2.2.1 Com jatos de água

De acordo com Souza e Ripper (1998), este é um recurso bastante empregado, consiste na prévia limpeza e preparação da superfície para que posteriormente possa ser executado o devido reparo. Este procedimento é realizado, por vezes, pela ação conjunta de jatos de água fria e de areia.

Os autores afirmam ainda que deve-se utilizar equipamentos de alta pressão (lava-a-jato), de acordo com o tipo de lavagem, que pode ser em faixa ou em área. Se for em área, é possível alcançar rendimentos de até 100 m²/ dia, e o custo do serviço é, além do custo com o pagamento do operador, o correspondente ao débito de ar do compressor e o do correspondente ao desgaste da própria máquina. Algumas máquinas de aplicação de concreto projetado podem também ser usadas para a lavagem. Isso geralmente é feito com o intuito de diminuir a quantidade de equipamentos reservados para a realização dos serviços de uma obra, desde que seja possível.

Figura 2-1- Aplicação de jatos de água para lavagem de superfície. Fonte: (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.2.2 Jatos de areia

Segundo Souza e Ripper (1998), a preparação das superfícies para a recepção do reforço depende, em grande parte, da limpeza dessas superfícies. Este tratamento pode ser executado pela aplicação de jatos de areia sob pressão controlada, que podem ou não utilizar a água, sendo este último o caso mais comum, normalmente utilizada na maioria dos sistemas de recuperação imediatamente após os trabalhos de corte e/ou apicoamento do concreto.

A limpeza com jatos de areia pode ser feita ainda com equipamentos que são utilizados também em obras de recuperação, nas quais, os serviços são feitos com concreto projetado por via seca, pois algumas das máquinas que aplicam este material são também adequadas para o jateamento de areia, devendo, a decisão de utilizá-las ou não com tal intuito, depender do dimensionamento do conjunto de equipamentos a utilizar.

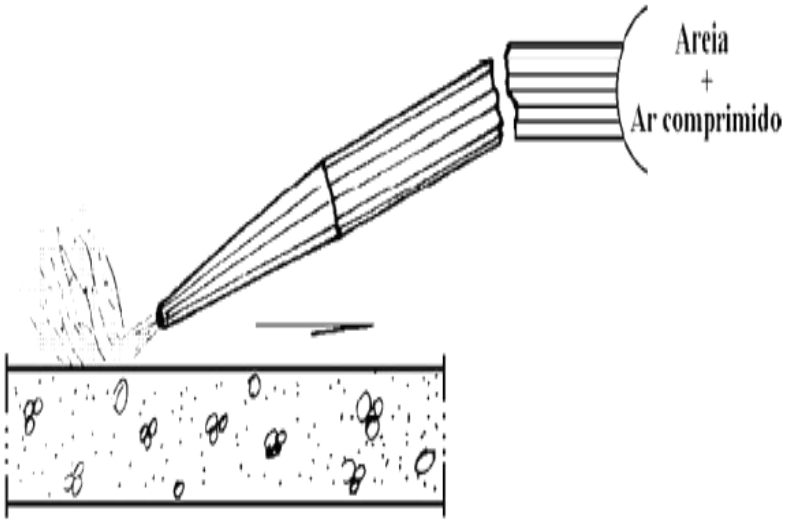


Figura 2-2- Limpeza de superfícies por aplicação de jatos de areia. Fonte:(SOUZA e RIPPER, 1998).

2.2.3 Apicoamento

O Apicoamento consiste na retirada da camada externa do concreto em peças estruturais a fim de proporcionar maior rugosidade, potencializando essa característica para a complementação com uma camada adicional de revestimento, em concreto ou argamassa, para promover o aumento da espessura de cobrimento das armaduras. Geralmente o apicoamento é feito com profundidades de até 10 mm.

Este tipo de tratamento superficial pode ser feito de maneira mecânica ou manual (Figura 2-3), essa escolha é feita com base na profundidade de material que se pretende remover do concreto, assim como, do tipo de rugosidade e homogeneidade que se queira proporcionar à superfície do concreto a ser tratada.

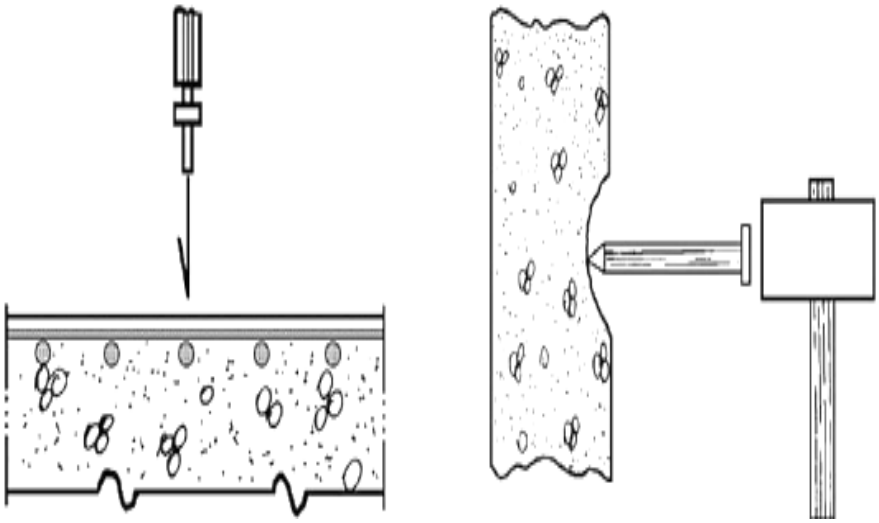


Figura 2-3-Apicoamento mecânico e manual. Fonte: (SOUZA e RIPPER, 1998).

Conforme Souza e Ripper (1998), deve utilizar os processos mecânicos quando a área a ser tratada for de grandes dimensões, isto porque pelos processos manuais o tempo gasto para esse serviço seria muito maior. O apicoamento mecânico, tendo em vista a dificuldade de execução, é feito com uso de martelos pneumáticos ou elétricos bem leves com 5 kg no máximo, e ponteiros com a extremidade em forma de picador ou xis superposto a cruz.

Figura 2-4- Apicoamento manual da superfície de concreto Fonte:(SOUZA e RIPPER, 1998.)

2.3 MATERIAIS UTILIZADOS NO REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.3.1 Adesivos

Os adesivos funcionam como agentes ligantes responsáveis por propiciar aderência entre os elementos estruturais. Estes materiais têm em sua composição produtos à base de epóxi, PVA e acrílico.

Segundo Souza e Ripper (1998), adesivos com base epóxi são compostos por polímeros munidos por monômero e catalisador. Ao serem misturados, resultam em um material viscoso conhecido como “potlife” que posteriormente se consolida e adquire alta resistência mecânica, além de conferirem satisfatória união entre o concreto velho e novo promovendo o monolitisto do conjunto.

Adesivos à base de acetato de polivinila-polímero vinílico (PVA) conferem às argamassas e chapiscos boa resistência as intempéries, capacidade impermeabilizante e boa capacidade de absorção de deformações proporcionando melhor aderência aos substratos, porém não apresentam função estrutural.

Os polímeros acrílicos são caracterizados pela sua aparência cristalina, possuem extraordinária resistência química e evitam a evaporação precoce da água de amassamento. São utilizados na forma de placas e painéis para revestimento de paredes, na fabricação de tintas e selantes e como adesivos.

Existe um grande número de materiais desenvolvidos para serem utilizados na aplicação de reforço em estruturas de concreto armado. Dentre eles pode-se citar os adesivos, conectores de cisalhamento ou adições que aprimoram, em vários aspectos, o desempenho do material utilizado como reparo, proporcionando melhores condições de durabilidade e resistência, contudo, faz-se necessário uma análise aprofundada nestes tipos de materiais.

2.3.2 Graute

De acordo com Yazigi (2009), o graute é indicado para correção de defeitos e falhas em estrutura de concreto. Devido sua alta fluidez permite penetrar lugares de difícil acesso. O

rendimento é: 50 kg de graute misturado com 8,5L de água (± 17%) obtêm aproximadamente 23L. As resistências inicial ou final, assim como, o período que poderá efetuar a liberação das cargas sobre o graute aplicado, estabelecem fatores determinantes na sua escolha, tais como:

- ✓ O graute selecionado
- ✓ A temperatura da superfície grauteada
- ✓ A quantidade de água na mistura
- ✓ O tempo ocorrido após a mistura com água

De acordo com Roman (2000), o graute é composto com os mesmos aglomerantes que são usados para produzir o concreto (cimento Portland). O diferencial está no tamanho do agregado graúdo (mais fino, 100% passando na peneira 12,5 mm) e na relação água/cimento, sendo um composto de base mineral ou epoxídica. Têm como principal característica a fácil aplicação, a elevada resistência mecânica e a ausência de retração. São sugeridos para reparos em geral, inclusive subaquáticos, reforços estruturais, preenchimento de cavidades, bases de equipamentos, ancoragem de chumbadores e injeção de fissuras.

Piancastelli (1998), recomenda que no preparo de alguns grautes sejam usados vibradores, quando esses materiais apresentarem características tixotrópicas. O graute de base mineral é formado de cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivos superplastificantes e aditivos expansores (pó de alumínio). O graute de base epoxídica é um composto epóxi-poliamida, fornecido em dois componentes, tendo custo relativamente elevado e sendo indicados para casos de alta solicitação mecânica, elevada agressão química e necessidade de entrada rápida em carga.

2.3.3 Adesivo estrutural a base de epóxi

Segundo Yazigi (2009), refere-se a uma pasta líquida obtido pela mistura de dois componentes, um catalisador e uma resina a base de epóxi que reagem entre si, permitindo aderência das partes que se deseja colar. É comumente utilizado para manter a geometria original da peça de concreto armado, sendo eles os mais utilizados no dia-a-dia. No entanto, para realizar este tipo de reforço é imprescindível que o substrato seja limpo com um jato de ar

seco comprimido ou com acetona, após alguns minutos antes de aplicar a ponte de aderência no concreto com a superfície seca. Essa aplicação deve respeitar o tempo de manuseio e colagem. Por fim realiza-se o acabamento e a devida cura para proteger da radiação solar direta durante as primeiras 5 horas.

2.3.4 Características dos adesivos estruturais de acordo com seus fornecedores

O adesivo Compound Fluido é uma resina epóxi que apresenta alta fluidez e quando misturada com areia de quartzo, proporciona alta resistência mecânica e química, sendo impermeável e resistente à abrasão. Ideal para o uso em concreto, ferro, madeira, entre outros. Apresenta cura inicial de 24 horas e final de 72 horas.

O adesivo Compound Gel é um adesivo estrutural de base epóxi que apresenta baixa viscosidade e altas resistências em baixas idades. Proporciona alto rendimento e boa aderência a vários tipos de substrato, sendo indicado para colagem de concreto, ferro, madeira etc. Apresenta resistência inicial de 12 horas e resistência máxima final em sete dias após a aplicação.

MSET EPPL é um adesivo estrutural bicomponente é de consistência fluida de pega lenta (6 horas) empregado em recuperação estrutural. Proporciona características como: alta adesividade; aplicações de concreto sobre concreto; alta resistência química e mecânica; fácil aplicação; liberação em 48 horas. Oferece rendimento de 0,7 kg/m² e resistência a compressão de 50 MPa em 7 dias.

O MSET EP (pega normal) oferece características semelhantes ao anterior, podendo ser utilizado em concreto, alumínio, aço, madeira ou cerâmica. Resistência a compressão de 70 MPa em 7 dias e tração de 36 MPa em 7 dias. O adesivo estrutural Sikadur 32 é uma resina epóxi de média viscosidade, bicomponente e de pega normal proporciona características como, endurecimento rápido, excelente aderência a superfícies de concreto, argamassa, madeira, cimento amianto, pedras, cerâmicas, diversos tipos de metais e outros materiais de construção, impermeável e elevada resistência mecânica à tração e compressão.

O adesivo estrutural Sikadur 32 Gel apresenta características semelhantes ao anterior, porém pode ser aplicado com pincel devido a sua consistência fluida.

2.3.5 Conectores de cisalhamento

O uso de conectores mecânicos é comumente empregado no reforço de pilares e pode ser feito com a utilização de armaduras longitudinais e transversais. O acréscimo de seção não precisa ser feito em todo contorno do pilar, podendo ser feito em apenas algumas faces, ou seja, este tipo de reforço pode envolver total ou parcialmente a seção original da estrutura existente (TAKEUTI, 1999).

Uma das preocupações quando se realiza reforço em juntas de concretos de diferentes idades é garantir que a peça reabilitada volte a se comportar monoliticamente. Isso depende das transferências de tensões na região da interface de ligação. Geralmente se utiliza conectores mecânicos que atravessam a interface entre os concretos, para resistir à tensão cisalhante que ali se desenvolve.

Quando se aplica uma força na direção perpendicular ao eixo longitudinal da peça surge uma tendência de deslizamento entre as partes em contato. O conector, por sua vez, tenderá a oferecer certa resistência ao "corte", que será somada à resistência fornecida pela superfície de contato. Surge a tendência de separação entre os dois concretos, o que provoca uma força de tração na armadura, e esta reage comprimindo a superfície, aumentando a parcela de resistência ao atrito (NASCIMENTO, 2009).

2.4 MÉTODOS DE ENSAIOS

2.4.1 Resistência de aderência ao cisalhamento oblíquo por compressão

Segundo Pires (2003), no teste de cisalhamento inclinado, o material de reparo é carregado diretamente sendo solicitado à compressão, e a interface entre os dois materiais, é submetida a tensões de compressão e cisalhamento. Para Santana (2004), o ensaio consiste na aplicação de uma carga de compressão no sentido longitudinal onde o carregamento gera uma tensão de cisalhamento oblíqua proporcional ao ângulo de inclinação da superfície de aderência.

Neste modelo usa-se o critério de Ruptura de Coulomb, para Clímaco (1991), o plano de tensões descreve a resistência última de aderência, quando a ruptura ocorre na junta entre os dois concretos. A figura 2-5 apresenta a formulação teórica adotada.

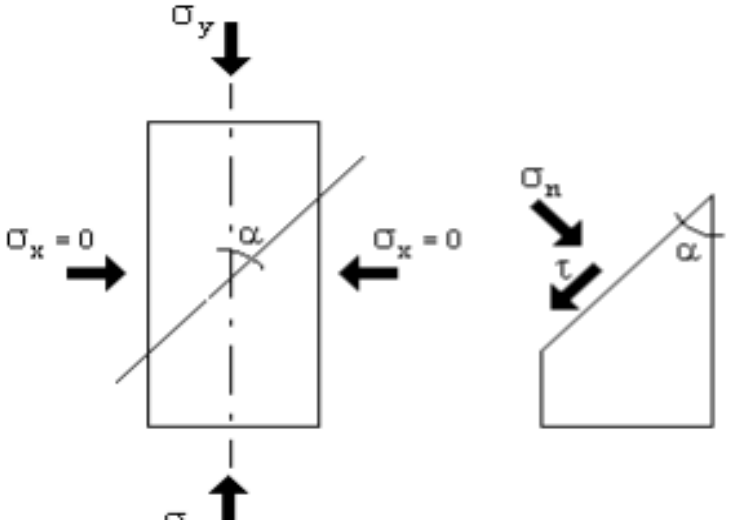


Figura 2-5- Aderência pelo ensaio de cisalhamento Inclinado (PIANCASTELLI, 1997).

Sendo:

$$\tau = \sigma y.\text{sen}\alpha.\cos\alpha$$

$$\sigma n = \sigma y \text{sen}^2\alpha$$

$$c = \tau.\mu.\sigma n \text{ (Coulomb)}$$

Onde:

μ: coeficiente de atrito 1,4. Com α=30º

ψ: coesão-tensão de aderência entre os dois concretos, (ψ) = 0,08.σy

c = coesão = tensão de aderência entre os dois concretos (ψ)

σy = tensão normal à seção transversal do corpo de prova.

2.4.2 Resistência de aderência ao cisalhamento direto

Segundo Santana (2004), no ensaio de tração e compressão, a força aplicada sobre os corpos de prova atua ao longo do eixo longitudinal, já no ensaio de cisalhamento, a força é aplicada ao corpo na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal.

A tensão máxima de cisalhamento pode ser calculada pela carga máxima de ruptura dividida pela área da seção transversal da estrutura.

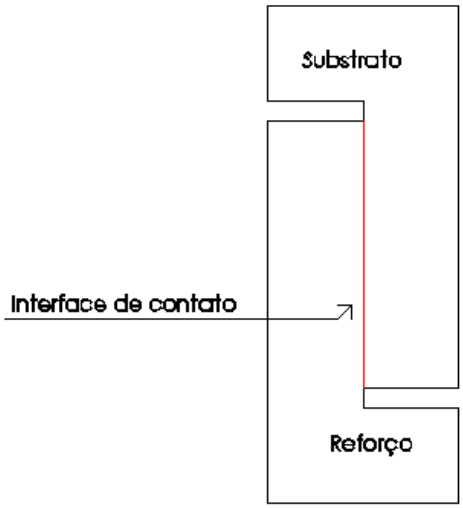


Figura 2-6- Ligação da interface do concreto de idades distintas.

2.5 TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO EM INTERFACES DE CONCRETO

Conforme Silva (2011), quando se realiza um reforço em estruturas de concreto, se faz necessário a criação de uma interface de ligação entre o concreto aplicado no reforço e o concreto já existente, assim o comportamento e a resistência última da transferência de tensões de cisalhamento nesta região da junta, sendo imprescindível a verificação de compatibilidade destas tensões tangenciais solicitantes com a resistência ao cisalhamento, e se está havendo ou não deslizamento na junta de ligação no concreto.

Para realizar essas verificações, alguns parâmetros, que são responsáveis pela transferência de esforços na interface, devem ser conhecidos, tais como:

a) Resistência do concreto;
b) Rugosidade da superfície de contato;
c) Taxa de armadura que cruza a interface;
d) Tensão normal a interface.

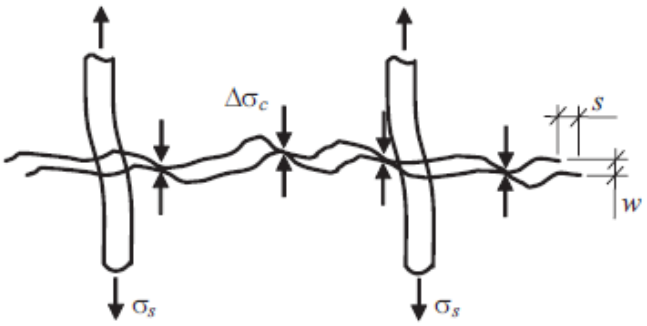


Figura 2-7- Transferência de esforços de cisalhamento na interface de concreto (FIB, 2007).

Onde:
Δσc: tensão de cisalhamento transmitida pela interface
s: deslizamento relativo entre as superfícies
w: separação transversal entre as superfícies (abertura de fissuras)
σs: tensão de tração na armadura

2.5.1 Transferência de cisalhamento pela superfície de contato

Segundo FIB (2007), as forças de cisalhamento podem ser transferidas entre elementos de concreto por aderência ou atrito nas juntas de ligação. Uma situação comum em transferência de esforços cisalhante ao longo de uma interface é o uso de conectores mecânicos que atravessam os concretos. Estes mecanismos contribuem para a transferência de tensões na região das juntas.

Na medida em que cresce a tensão de cisalhamento ao longo da interface, o efeito dos esforços fará com que a adesão seja finalmente quebrada, com o aumento da tensão de compressão nas barras exercida pelo concreto fará com que surja uma força de tração nas

extremidades dos conectores aumentando a resistência por atrito. Quando as barras apresentam nas superfícies nervuras, farão com que o coeficiente de ao atrito cresça significativamente, se estas estiverem efetivamente ancoradas em ambos os lados da face do conjunto resultaram em pequeno ou nenhum deslizamento garantindo assim que a estrutura comporte-se monoliticamente.

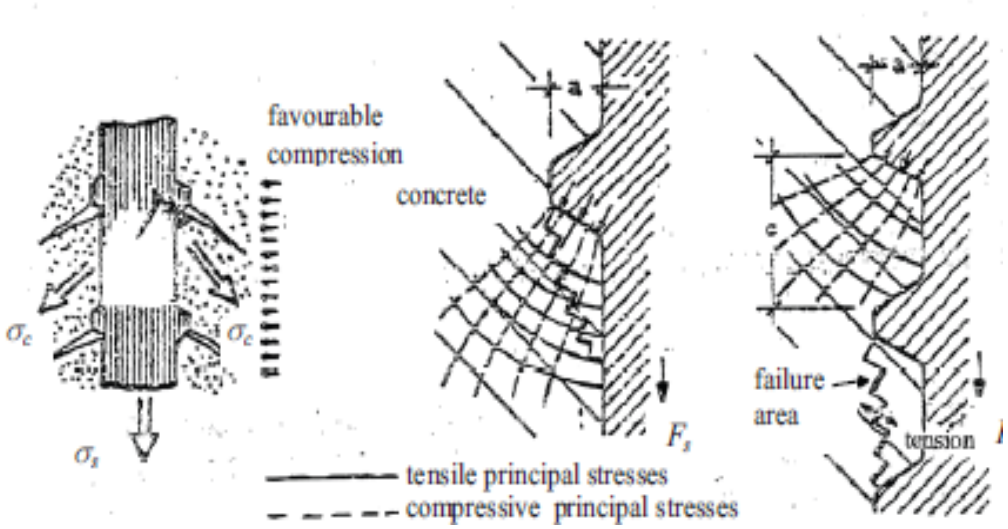


Figura 2-8- Barras nervuradas (FIB, 2007).

2.5.2 Principais fatores que influenciam a resistência da interface

De acordo com Araújo (1997), os principais fatores que influenciam a resistência da interface aos esforços de cisalhamento são:

a) Resistência do concreto

A resistência dos concretos de idades diferentes influencia diretamente resistência ao cisalhamento. Em casos de peças compostas com concretos de resistências variadas, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo concreto de menor resistência.

b) Aderência da superfície de contato

Os elementos com superfície de contato com boa aderência apresentam, inicialmente, comportamento idêntico a peças monolíticas. Por outro lado, no caso de não haver aderência, existira um deslizamento e a separação significativa e a resistência última sofrerá uma redução.

c) Rugosidade da superfície de contato

A resistência ao deslizamento aumenta com a rugosidade da superfície de contato. Mas alguns estudos afirmam que, as profundidades destas irregularidades não apresentam influência significativa. Quando se refere ao comportamento último o efeito da rugosidade é somado com o da aderência.

d) Armadura transversal

Quando os valores de deslizamento são pequenos a quantidade de armadura transversal influência pouco na resistência de ligação. Porém, no estado limite último, a resistência da armadura transversal contribuirá significativamente nesta resistência. Nesse caso, ela apresenta uma dupla função, pois, com o deslizamento da superfície de contato, por um lado resiste diretamente ao esforço de corte (efeito de pino) e, por outro, aumenta a resistência por atrito devido às tensões normais que são aplicadas à interface.

2.5.3 Mecanismos de ruptura da aderência

Segundo Almeida Filho (2006), o mecanismo de ruptura da aderência, é classificado em frágeis e dúcteis. Destacam-se como frágeis o deslizamento e o arrancamento da barra, isto é devido estes estarem relacionadas com o concreto, quando o comprimento de ancoragem é suficiente para evitar a ruína frágil pelos mecanismos citados anteriormente à ruptura dar-se-á por escoamento do aço. Caracterizando como forma de ruptura dúctil.

De acordo com Pinheiro (2004), uma barra de aço mergulhada em uma peça de concreto, como a indicada na figura 2-9, a tensão média de aderência é dada por:

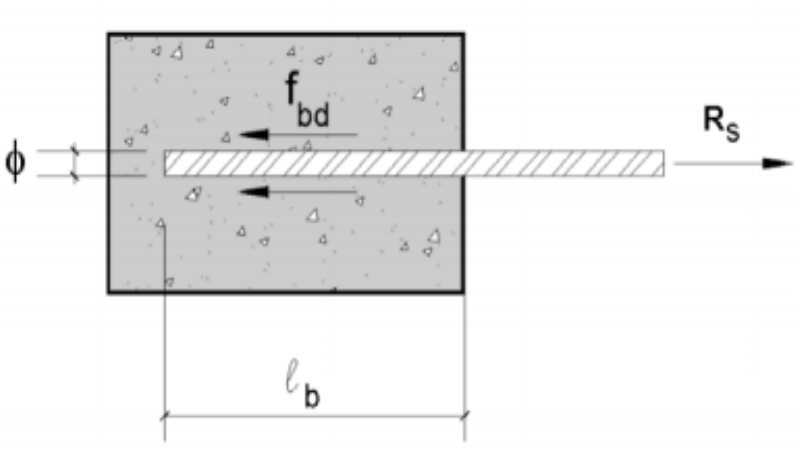


Figura 2-9- Tensão de aderência (Pinheiro, 2004).

(2.1)

$$\tau_b = \frac{R_s}{\pi \emptyset . d\ l_b}$$

Onde:

R_s-Força atuante na barra;

Ø-Diâmetro da barra;

lb-Comprimento de ancoragem.

De acordo com a NBR 6118/2014 (item 9.3.2.1), a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto, na ancoragem de armaduras passivas, deve ser obtida pela equação 2.2:

(2.2)

$$Fbd = \eta 1.\ \eta 2.\ \eta 3.fctd$$

Sendo:

Fctd: resistência de cálculo do concreto à tração:

(2.3)

$$Fctd=\frac{fctd,imf}{yc}=\frac{0,7\ fctm}{yc}=\frac{0,7.0,3}{yc}\ .\ \sqrt[3]{fck^2}\ (fck\ em\ MPa)$$

Onde a conformidade superficial das barras é medida pelo η coeficiente que relaciona a rugosidade da barra, sendo que, o η1 é o parâmetro que considera a rugosidade da barra de aço, η2 parâmetro que considera a posição da barra durante a concretagem e η3 parâmetro que considera o diâmetro da barra. A verificação do cálculo de resistência a aderência da norma FIB se assemelha com a norma 6118.

Onde:

η 1 = 1,0 para barras lisas;

η1 = 1,4 para barras dentadas;

η1 = 2,25 para barras nervuradas;

η2 = 1,0 para situações de boa aderência;

η2 = 0,7 para situações de má aderência;

η3 = 1,0 para Ø< 32mm;

η3= $\frac{132-Ø}{100}$ paraØ> 32 mm.

Segundo CEB-FIB 2010, a resistência básica de aderência *fb,0*, é considerada como uma tensão média de aderência sobre a superfície nominal da barra ao longo do comprimento de ancoragem. Sendo obtida através da expressão 2.4.

(2.4)

$$fb,0=\eta1.\eta\ 2.\ \eta3.\ \eta4.\left(\frac{\sqrt{\frac{fck}{20}}}{yc}\right)$$

Onde:

η 1: coeficiente de conformação superficial da barra;

η 4: coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço ancorada;

η 1: 1,8 para barras nervuradas (incluindo as barras galvanizadas e de aço inoxidável);

η 1: 1,4 para barras nervuradas revestidas com epóxi;

η 1: 0,9 para barras lisas;

η 1: 1,1 para barras recortadas.

η 2: coeficiente relacionado à posição da armadura na concretagem:

η 2: 1,0 para situações de boa aderência;

η 2: 0,7 para todos os outros casos onde as barras nervuradas são utilizadas;

η 2: 0,5 onde as barras lisas são utilizadas.

η 3: coeficiente relacionado ao diâmetro da armadura;

$$\eta\ 3 = 1{,}0 \text{ para } \leq 20 \text{ mm}$$

$$\eta\ 3 = \left(\frac{20}{\emptyset}\right)^{0,3} \text{ para } \leq 20 \text{ mm}$$

η 4: coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço ancorada:

$$\eta\ 4 = 1{,}0 \text{ para } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\eta\ 4 = 1{,}20 \text{ para } f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\eta\ 4 = 0{,}85 \text{ para } f_{yk} = 600 \text{ MPa}$$

$$\eta\ 4 = 0{,}75 \text{ para } f_{yk} = 700 \text{ Mpa}$$

2.5.4 Ancoragem

De acordo com Fusco (1995), em ancoragens retas, a transferência de esforços é feita por meio de solicitações tangenciais. Além da tendência ao fendilhamento ao longo da

ancoragem, existe uma concentração de tensões nas extremidades, que acaba convergindo em uma ruptura localizada exemplo da figura 2-10.

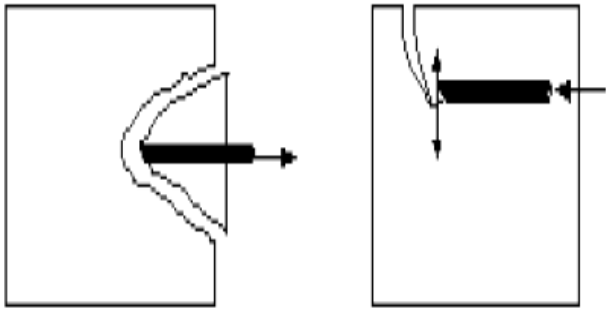


Figura 2-10- Ancoragens retas concentração de tensões nas extremidades (FUSCO 1994).

a) Ancoragem por Aderência

Segundo a NBR6118/2014 – Item 9.4.1.1, quando os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho. A exceção das regiões situadas sobre apoios diretos, as ancoragens por aderência devem ser confinadas por armaduras transversais ou pelo próprio concreto, considerando-se este caso quando o cobrimento da barra ancorada for maior ou igual a 3 Ø.

b) Ganchos das Armaduras de Tração

Conforme a NBR6118/2014 – Item 9.4.2.3, os ganchos das extremidades das barras da armadura longitudinal de tração podem ser (figura 2-11):

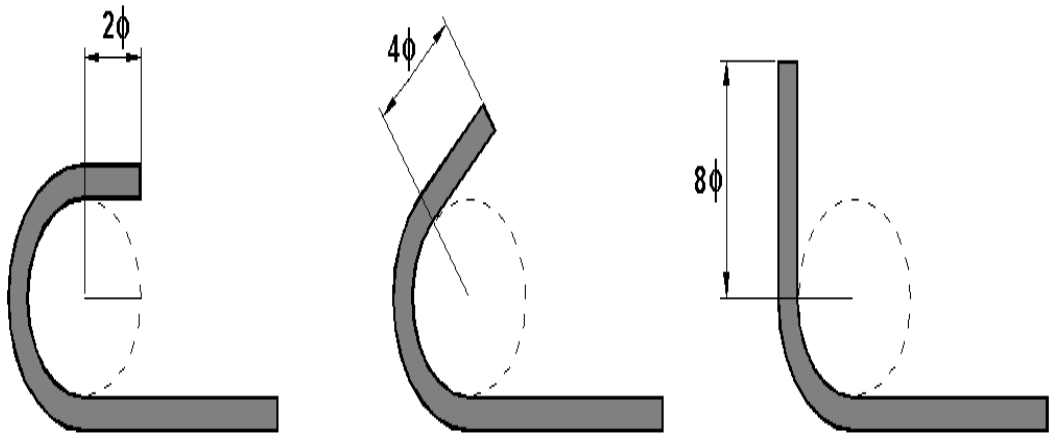


Figura 2-11- Ganchos das extremidades das barras (FUSCO,1994).

a) semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a 2 Ø

b) em ângulo de 45º (interno), com ponta reta de comprimento superior a 4 Ø

c) em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a 8 Ø.

O diâmetro interno da curvatura dos ganchos das armaduras longitudinais de tração deve ser pelo menos igual ao estabelecido na tabela 2-1.

Tabela 2-1-Diâmetro dos pinos de dobramento.

	Tipo de aço		
Bitola (mm)	**CA- 25**	**CA- 50**	**CA- 60**
< 20	4 Φ	5 Φ	6 Φ
≥ 20	5 Φ	8 Φ	

Fonte: FUSCO, 1994.

c) Comprimento de Ancoragem Básico

A NBR6118/2014–Item 9.4.2.4, define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite As.fyd nessa barra, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a Fbd. O comprimento de ancoragem básico é dado por:

(2.5)

$$lb = \frac{\emptyset}{4}\frac{fyd}{fbd} \leq 25\ \emptyset$$

d) Comprimento de ancoragem necessário

A NBR6118/2014 – Item 9.4.2.5, o comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por:

(2.6)

$$lb,nec = \alpha_{1.} lb.\frac{As,\ calc}{As,\ ef} \geq lb,\ min$$

Sendo:

$\alpha_{1.}$: 1,0 para barras sem gancho;

$\alpha_{1.}$: 0,7 para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho ≥ 3 Ø

lb: comprimento de ancoragem básico

lb, min: maior valor entre 0,3lb, 10 Ø e 100mm.

2.6 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

2.6.1 Equação FIB MC 2010

A Seção 6.3.4 da *Fédération Internationale du Béton* FIB 2010, recomenda o adota a seguinte expressão para avaliar a resistência ao cisalhamento da ligação em concreto em idades distintas.

(2.7)

$$\tau_{Rdi} = C_r.\ fck^{1/3} + \mu.\ \tau_N + k_1 \rho_{.} f_{y.}\ (\ \mu\ .sen\alpha + \cos\alpha) + k_2\ .\ \rho\sqrt{f_{y.}\ f_{cd}} \leq \beta c\ .v.\ f_{cd}$$

Sendo:

C_r: Coeficiente correspondente à adesão entre as duas partes de concreto

$k_1 \rho . f_{y.}$ ($\mu . \text{sen}\alpha + \cos\alpha$): corresponde à contribuição do atrito entre a armadura e o concreto

$k_2 . \rho \sqrt{f_{y.} f_{cd}} \leq \beta c . v. f_{cd}$: corresponde ao efeito pino da armadura que atravessa a interface

fct,m: resistência média à tração do concreto, dada por:

fct,m: 0,3 $fck^{1/3}$ (com fck Mpa)

βc: coeficiente de minoração aplicado ao concreto

ρ: taxa geométrica da armadura que atravessa a interface expressa por:

(2.8)

$$\rho = \frac{A_{sw}}{h. b_{int.}} \geq 0{,}001$$

τ_u: tensão máxima de cisalhamento

τ_N: tensão de compressão normal devido ás forças externas aplicadas perpendicularmente ao plano da interface

$b_{int.}$: largura da interface

h: altura da seção de interface

v: corresponde a um coeficiente relativo a força axial expressa por.

(2.9)

$$v = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}.A_c}$$

Sendo:

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto

A_c: área da interface de concreto dada por.

(2.10)

$$A_c = b_{int}.h$$

Os fatores de k_1, k_2, c_r, βc e μ consideram que a armação ou a ligação estão sujeitas a força axiais. Dependendo da rugosidade da interface, da ancoragem das armaduras adotam-se os seguintes valores.

Tabela 2-2 Coeficientes para diferentes rugosidades da superfície de contato de concreto.

Superfície rugosa	Cr	K1	K2	Bc	μ	
					Fck ≥ 20	Fck ≥ 35
Muito rugosa Rt ≥ 3,0 mm	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1
Rugosa Rt ≥ 1,5 mm	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	
Lisa	0	0,5	1,1	0,4	0,6	
Muito lisa	0	0	1,5	0,3	0,5	

Fonte: FIB, 2010.

A resistência da interface ao cisalhamento sem o uso de conectores pode ser avaliada pela seguinte expressão:

(2.11)

$$\tau_{rdi} = c_a \cdot Fctd + \mu \cdot \sigma n \leq 0.5 \cdot \nu \cdot fcd$$

Onde:

c_a: coeficiente de aderência do concreto

μ : Coeficientes de atrito de cisalhamento

σn: tensão de compressão normal devido às forças externas aplicadas perpendicularmente ao plano da interface. O fator de adesão c_a depende da rugosidade da interface (ver tabela 2-3).

Tabela 2-3-Coeficientes para diferentes rugosidades da superfície de contato sem o uso de conectores.

Características da superfície de interface	Ca
Muito rugoso (incluindo chave de cisalhamento) Rt ≥ 3,0 mm	0,5
Rugoso (superfície fortemente rugosa) Rt ≥ 1,5 mm	0,4
Lisa (superfície de concreto sem tratamento)	0,2
Muito lisa (aço, madeira)	0.025

Fonte: FIB, 2010.

2.6.2 Equações de acordo com EUROCODE 2

A norma EUROCODE 2 apresenta recomendações para avaliar a resistência ao cisalhamento da ligação entre concreto de idades distintas são determinados pela seguinte expressão:

(2.12)

$$\tau_{rdi} = c \times Fctd + \rho.fy \times (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0{,}5 \times \nu \times fcd$$

Onde:

*F*ctk=0,7**f*ctm

*F*ctm=0,3*fctm$^{1/3}$

C, μ: são fatores que dependem da rugosidade da interface (veja tabela 2-4)

Fctd: é a resistência à tração do concreto

Fctd=Fctk x 0,05=0,7 x fctm.

ρ : taxa geométrica da armadura que atravessa a interface.

Tabela 2-4-Classificação coeficientes das superfícies na interface do concreto.

Características da superfície de interface	C	μ
Muito rugoso (aço, plástico ou especialmente de madeira)	0,25	0,5
Lisa (superfície sem tratamento adicional)	0,35	0,6
Rugosa (superfície com pelo menos 3 mm de rugosidade no espaçamento de cerca de 40 mm)	0,45	0,7
Áspera	0.50	0,9

Fonte: EUROCODE 2, 2004.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

A análise experimental foi realizada com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto em seis conjuntos de pilares, compostos por dois espécimes cada conjunto. Os conjuntos de espécimes foram submetidos a esforços de compressão axial de maneira distribuída na direção longitudinal em relação às juntas de ligação.

O processo tem como variáveis de estudo, a forma de tratamento, o número, a dimensão, bem como, o posicionamento dos conectores de cisalhamento implantados nos espécimes, para verificar a influência destes fatores no que diz respeito ao ganho e eficácia da resistência quanto ao cisalhamento nas juntas de ligação.

Um dos objetivos deste trabalho foi estudar o comportamento de conectores posicionados na junta de ligação de seis pilares, avaliando a sua resistência cisalhante, assim como, a eficácia da aderência entre o concreto novo e concreto velho, para tanto, o processo construtivo foi efetivado em duas etapas de concretagem.

A primeira consiste na produção de seis espécimes de pilares referentes ao concreto "velho", a segunda, consiste na concretagem de outros seis espécimes de pilares correspondentes ao concreto "novo".

3.1 CONCRETAGEM DOS ESPÉCIMES REFERENTES AO CONCRETO "VELHO"

Na primeira etapa do experimento foram moldados seis espécimes de pilares de concreto armado de seção quadrada. Após os 28 dias se procedeu à preparação dos espécimes para a inserção dos conectores de cisalhamento. Para a verificação das propriedades mecânicas foram moldados dez corpos-de-prova cilíndricos (CP's), nove deles foram submetidos a ensaios de resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, três foram desmoldados aos sete dias e ensaiados à compressão para a verificação da resistência pretendida, que era de 18 Mpa.

A primeira concretagem foi produzida com características diferentes das do concreto mais novo, tendo em vista que, a intenção foi estudar a resistência da junta de ligação entre

materiais de idades distintas, um exemplo de aplicação se dá no caso de reforço de estruturas, no qual é característico deste processo reforçar estruturas que estejam comprometidas quanto à sua resistência e consequentemente à sua capacidade portante. Segundo Takeuti (1999) o conceito de reforço está relacionado à correção dos problemas patológicos, objetivando restituir ou aumentar a capacidade resistente do elemento, assim, neste trabalho, buscou-se promover o aumento da capacidade resistente nas juntas de ligação dos espécimes.

Os espécimes, juntamente com os CP's, foram acondicionados em superfície horizontal livre vibrações e perturbações para realização da cura, a qual, foi iniciada horas após a moldagem.

3.1.1 Características dos espécimes

Os seis espécimes produzidos foram moldados com geometria de L, todos com dimensões 150 mm x 300 mm x 600 mm, o adensamento do concreto foi executado manualmente com auxílio de haste de 600 mm.

Foram utilizadas em cada pilar, barras de aço CA 50 de bitola 10 mm na armação longitudinal e estribos feitos com barras CA 60 de bitola 5 mm na armação transversal, o espaçamento entre os estribos foi de 18 cm, o cobrimento deixado a partir dos estribos foi de 3 cm, garantidos com o auxílio de espaçadores. A figura 3-1 representa o layout dos espécimes.

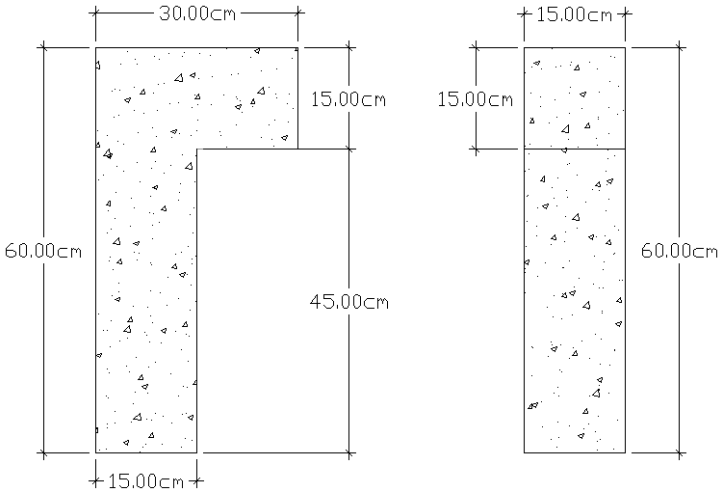


Figura 3-1- Layout do espécime (60 x 30 x 15) cm.

3.1.2 Materiais

3.1.2.1 Fôrmas

As fôrmas utilizadas para a moldagem dos espécimes são constituídas de madeirite usinada, com 20 mm de espessura, montadas e afixadas sobre uma base de mesmo material com dimensões 34 cm x 17 cm x 64 cm.

A fixação das laterais e do fundo da fôrma foi feita com pregos de 17 cm x 21 cm. Um conjunto contendo 12 formas foi utilizado na moldagem de todos os espécimes. A figura 3-2 mostra a fôrma utilizada para a moldagem, bem como, o layout desta. Por conta da qualidade da madeira não foi necessário qualquer reforço com caibros.

Figura 3-2- A Fôrma para a moldagem dos espécimes.

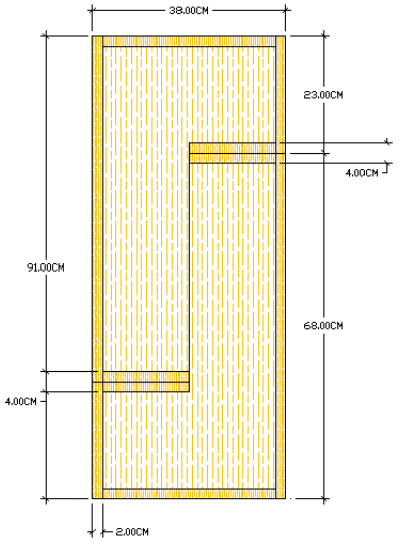


Figura 3-3- Vista geral da fôrma utilizada.

3.1.2.2 Concreto

Para a produção dos espécimes, o concreto utilizado possui traço 1: 2: 2 (cimento: areia: agregado graúdo), a relação água-cimento de 0,65. O teste de abatimento do tronco de cone *(Slamp Test)* medido foi da ordem de 5 cm, se utilizou cimento Portland comum (CP-IV) como material aglomerante, a escolha da classe do cimento foi exclusivamente por conta deste ser o mais usado na cidade de Tucuruí, além da indisponibilidade de outras categorias de cimento e de sua fácil aquisição no mercado local. O concreto foi preparado em betoneira com capacidade para 600 L, no Laboratório de Engenharia civil da UFPA- Campus de Tucuruí-Pa.

3.1.2.3 Características dos Agregados

A areia utilizada como agregado miúdo na produção do concreto foi do tipo lavada, esta foi peneirada e colocada em estufa por um período de 48 horas, com a finalidade de diminuir o teor de umidade do agregado fino, já como agregado graúdo foi utilizada brita 1, retirada e cedida da jazida da Eletrobras Eletronorte. Os agregados graúdos possuem dimensões máximas e mínimas características de 9,5 mm a 19 mm respectivamente (figura 3-4).

Figura 3-4- Agregados utilizados na primeira concretagem.

3.1.2.4 Armadura dos espécimes

Utilizou-se para a montagem das armaduras de cada espécime quatro barras longitudinais de aço CA- 50 com diâmetro de 10 mm, utilizou-se na construção de cada conjunto o total de oito barras longitudinais, com quatro estribos de aço CA-60 em cada espécime, com diâmetro de 5 mm com o espaçamento de 18 cm entre eles (figura 3-5). As barras de aço utilizadas na armação dos espécimes não foram submetidas a ensaios por não se tratarem de objeto de estudo neste trabalho.

Tendo em vista que os espécimes são simétricos, ou seja, todos possuem as mesmas características construtivas, vai-se aqui detalhar somente um dos lados do conjunto.

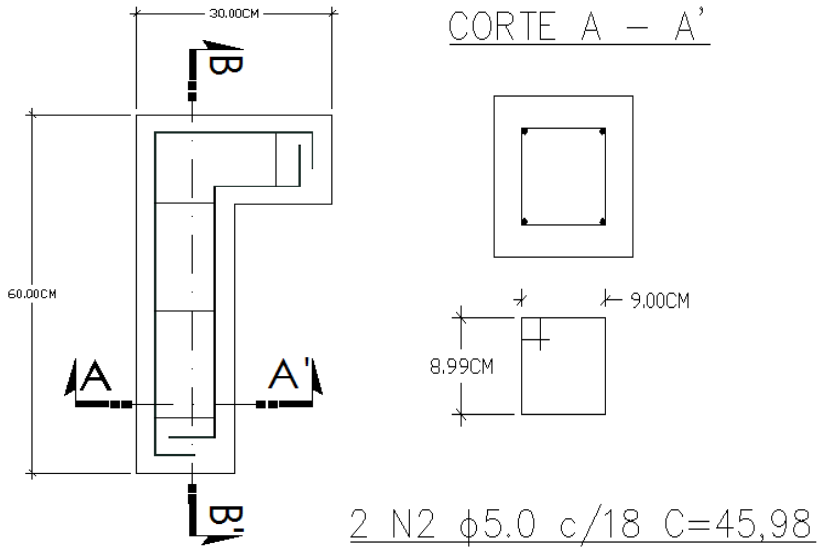


Figura 3-5-Detalhe da armadura.

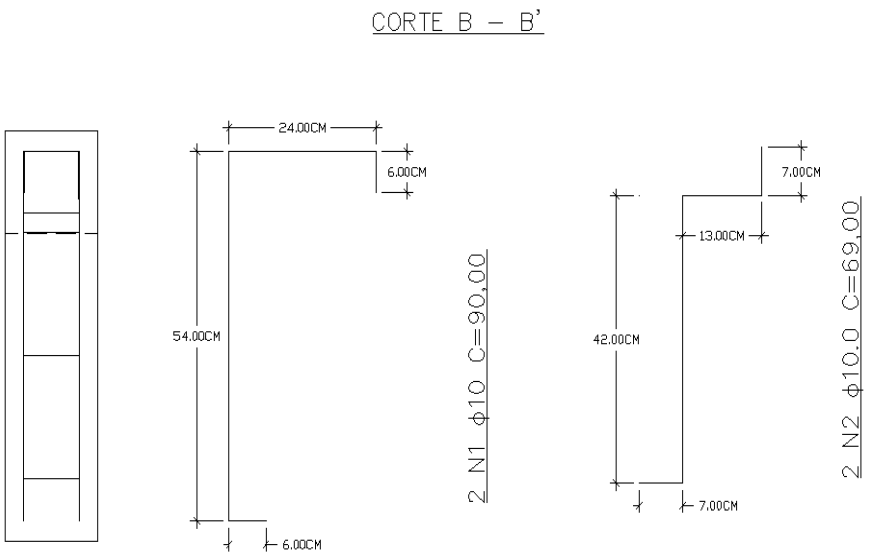


Figura 3-6-Detalhe da armadura dos pilares.

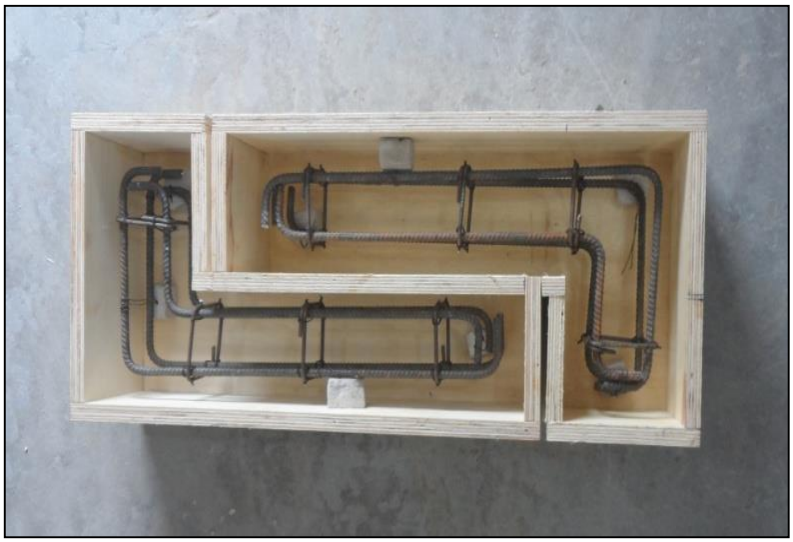


Figura 3-7-Disposição da armadura do pilar.

O resumo das propriedades mecânicas do aço utilizado é apresentado na tabela 3-1. Vale ressaltar que o aço de oito mm de espessura foi utilizado somente como conector.

Tabela 3-1- Propriedades do aço utilizado.

Aço CA 50		
Diâmetro Nominal (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Resistencia Característica de Escoamento (Fy) (MPa)
8,0	0,395	500
10,0	0,617	
Aço CA 60		
Diâmetro Nominal (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Resistencia Característica de Escoamento (Fy) (MPa)
5,0	0,154	600

Fonte: GERDAU, 2009.

3.1.3 Execução dos espécimes

A moldagem dos espécimes e dos CP's foi realizada no dia 03 de Outubro de 2014 as 16:00 horas, no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA- Campus Tucuruí, os CP's foram executados com base na NBR 5738 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova, para a produção deste material não foi utilizado aditivo.

Os elementos foram conformados em seus devidos moldes, em seguida, os mesmos foram acondicionados para a posterior realização do processo de cura. Este processo de hidratação do cimento é necessário para controlar a temperatura, o tempo e as condições de umidade após a moldagem dos elementos de concreto (METHA e MONTEIRO, 1994).

A cura dos espécimes foi iniciada a partir do momento em que o concreto já estava endurecido em sua superfície, então, foram depositados sobre a face dos moldes as embalagens de cimento embebidas com água, este processo foi executado durante os três dias seguidos à concretagem, duas vezes por dia.

Após 14 dias os elementos foram desmoldados e identificados, os espécimes foram nomeados por dois caracteres, um referente à palavra pilar (P), e o segundo referente à numeração do espécime, sendo que, são seis no total, já os CP's, foram designados por quatro caracteres, os dois primeiros correspondem ao termo Corpo de Prova (CP), o terceiro, indica que o elemento é referente ao concreto velho (V) e o terceiro, diz respeito à numeração do elemento. Ao final tem-se os espécimes P1, P2, P3, P4, P5 e P6 e os corpos de prova CPV1, CPV2, CPV3, CPV4, CPV5, CPV6, CPV7, CPV8, CPV9, CPV10.

3.1.4 Instrumentação fixação dos conectores

Utilizou-se nos conectores de cisalhamento, extensômetros elétricos de resistência modelo PA-06-125AA-120-L lote:130527 da marca: Excel Sensores, estes, foram instalados para medir as deformações mecânicas na armadura, os sensores foram posicionados de acordo com o informado nas figuras 18 e 19.

Para o monitoramento do concreto, se utilizou dois sensores, modelo extensômetro C-120 da Excel Sensores, para medir as deformações, optou-se por instrumentar apenas o espécime P3, pois este continha o maior número de conectores, os gages foram fixados sob a base do espécime com o uso do adesivo Sikadur 32, de forma que, quando o concreto novo fosse aplicado, estes, estariam totalmente envolvidos pelo material, já para a fixação dos extensômetros nos conectores, utilizou-se cola de alta fusão, a figura 3-10 demonstra a inserção dos sensores no concreto e dos conectores já instalados no espécime.

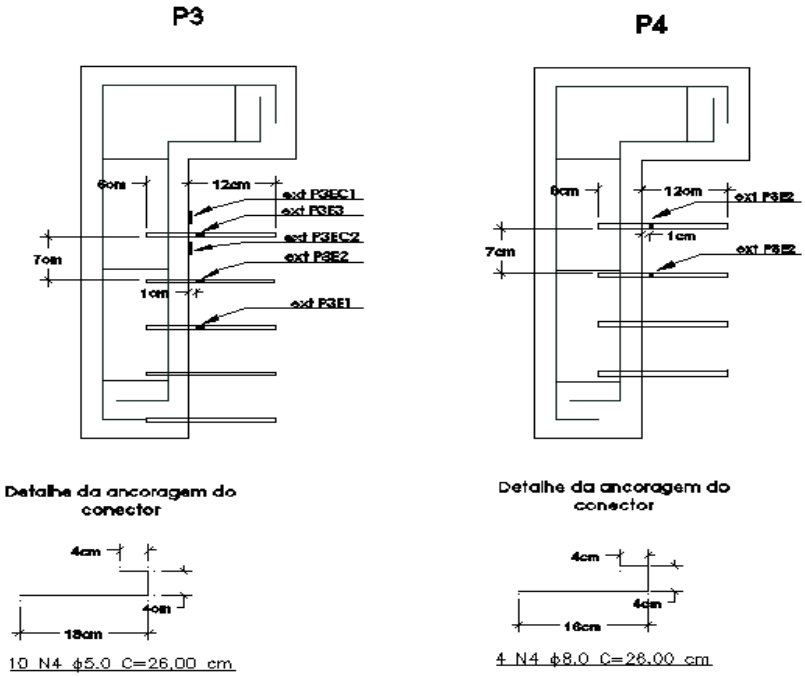


Figura 3-8- Detalhe dos extensômetros elétricos posicionados P3 e P4.

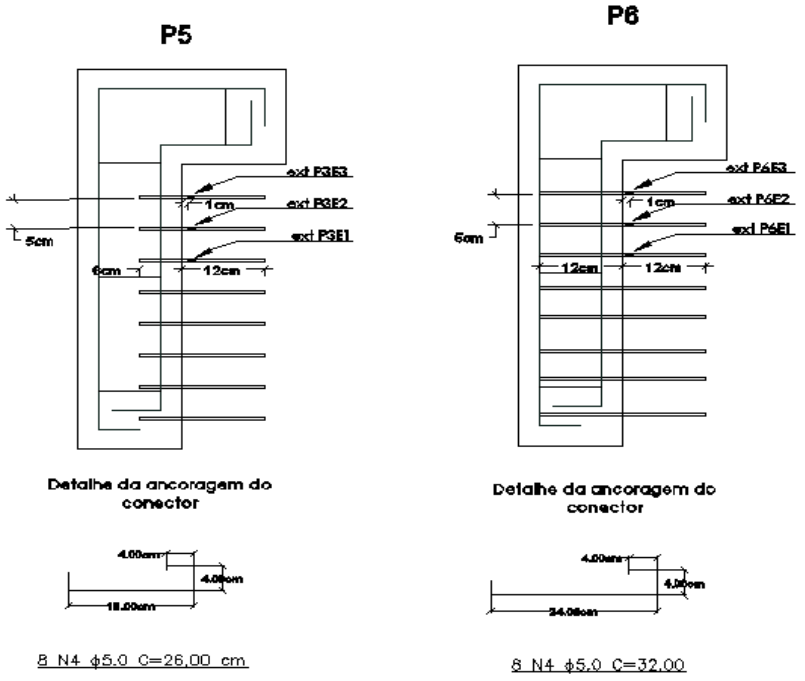


Figura 3-9- Detalhe dos extensômetros elétricos posicionados P5 e P6.

Figura 3-10- Instalação dos sensores no concreto.

Os sensores foram identificados por quatro caracteres, os dois primeiros correspondem ao espécime a que estão fixados, o terceiro diz respeito à palavra Extensômetro, indicado pela letra E, e o quarto caractere representa a numeração do sensor, que vai de um a três nos elementos P3, P5 e P6 e de um a dois no elemento P4, os sensores do concreto são identificados da mesma forma, diferindo apenas na inserção do quarto caractere que, neste caso se refere à palavra Concreto, indicado pela letra C. Assim, para os sensores posicionados nas armaduras e no concreto tem-se a tabela 3-2.

Tabela 3-2-Nomenclatura dos extensômetros.

Espécime	Sensores das armaduras	Sensores do concreto
P3	P3E1, P3E2, P3E3	P3EC1, P3EC2
P4	P4E1, P4E2	–
P5	P5E1, P5E2, P5E3	–
P6	P6E1, P6E2, P6E3	–

Para garantir que a peça reabilitada se comporte monoliticamente utilizou-se armaduras que atravessam a interface entre os concretos na junta de ligação, foram utilizadas barras de aço convencional, com diferentes dimensões, cujas características são apresentadas na tabela 3-3 e 3-4. Os conectores de cisalhamento foram fixados com 6 e 12 cm de profundidade.

Tabela 3-3-Detalhamento dos conectores de cisalhamento.

Pilares	Espaçamento Longitudinal (cm)	Espaçamento Transversal/Diagonal (cm)	Diâmetro dos conectores	Comprimento do conector (cm)	Quantidade de conectores
P1	—	—	—	—	—
P2	—	—	—	—	—
P3	7,5	6,5	5	18	10
P4	15		8	18	4
P5	9	6,5	5	18	8
P6	9		5	24	8

Tabela 3-4 Detalhe dos conectores implantados no substrato.

Espécime	Quantidade de furos	Dimensão do furo (mm)	Profundidade do furo (mm)
P3	10	6,3	60
P4	4	10	60
P5	8	6,3	60
P6	8	6,3	120

Para dar início à inserção dos conectores foi realizado primeiramente o tratamento superficial com escova de aço para retirar da face superior dos pilares as impurezas, feito isto, se recorreu ao processo de apicoamento da superfície para proporcionar maior aderência entre as peças em virtude da rugosidade adquirida neste processo.

O apicoamento tem profundidade de aproximadamente 1,5 cm, figura 3-11, foi executado em todos os espécimes com auxílio de marreta e ponteira. Logo após se iniciou o processo de furação nos espécimes P3, P4, P5 e P6.

Figura 3-11- Detalhe do apicoamento dos espécimes.

Os furos foram feitos com furadeira utilizando brocas de 6,3 mm e 10 mm de espessura. Para fixação das barras de aço nos espécimes usou-se adesivo epóxi de alta resistência da marca Sikadur. O processo de implantação dos conectores, são apresentados nas figuras 3-12 e 3-13.

Figura 3-12- Fixação dos conectores com resina epóxi Sikadur.

Figura 3-13- Disposição dos conectores no espécime.

Os espécimes P1 e P2 foram apicoados para junção através da aderência, sendo que, P1 foi anexado ao seu novo elemento por meio de aderência somente e P2 foi anexado ao seu outro elemento com auxílio do adesivo epóxi Sikadur, aplicado em toda a face de contato do elemento. As figuras 3-14 e 3-16 apresentam a disposição dos conectores em P3, P4, P5 e P6.

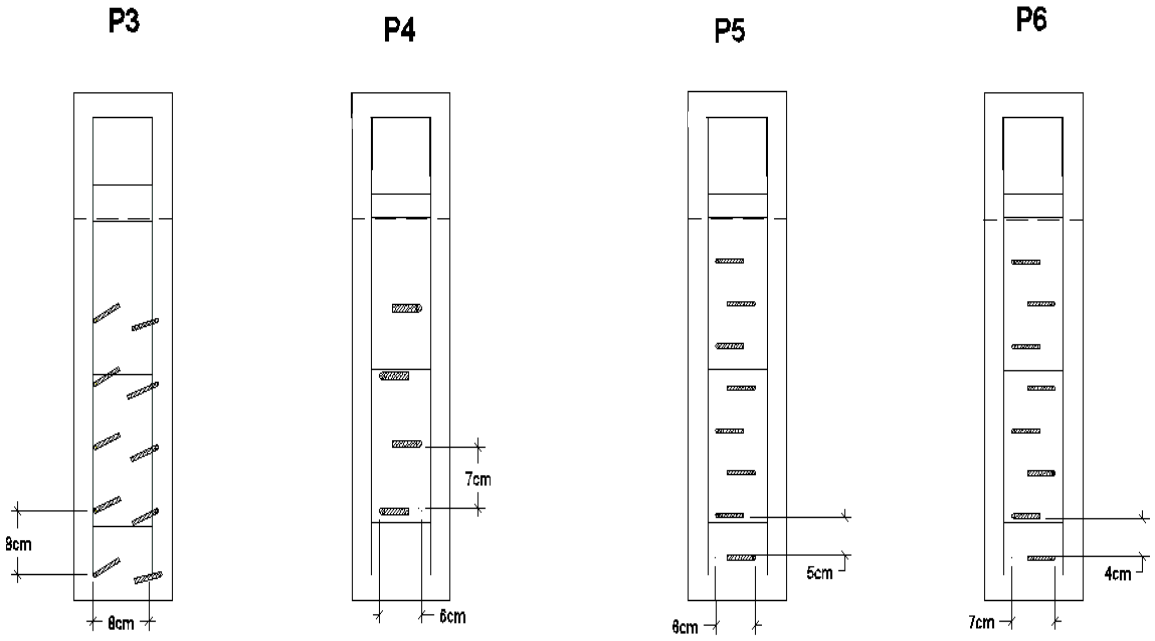


Figura 3-14- Disposição dos conectores em P3, P4, P5 e P6.

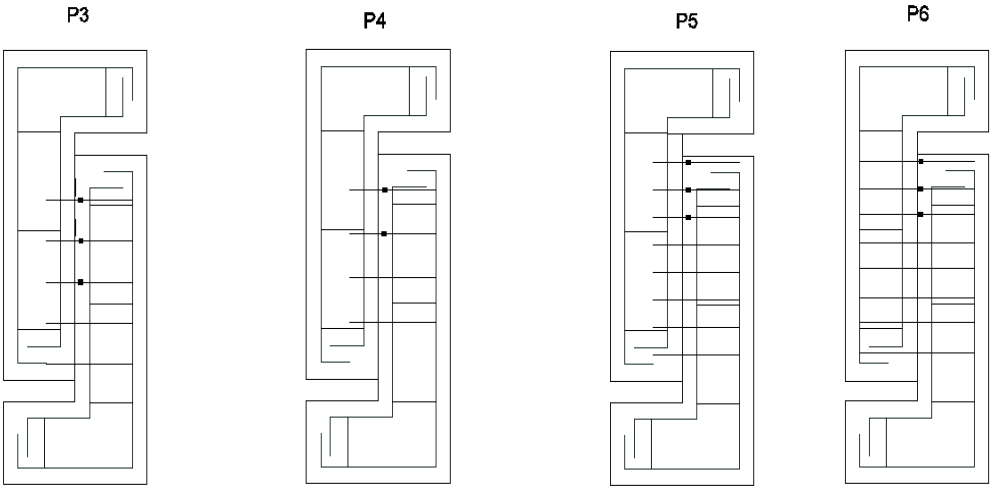


Figura 3-15- Disposição dos conectores em planta baixa.

3.2 CONCRETAGEM DOS ESPÉCIMES REFERENTE AO CONCRETO "NOVO"

Na segunda etapa experimental foram moldados outros seis espécimes de pilares de concreto armado de seção quadrada, e ainda, confeccionados dez CP's cilíndricos, utilizados para a verificação das propriedades mecânicas dos elementos estruturais. Os espécimes, juntamente com os CP's, foram acondicionados em superfície horizontal livre de vibrações e perturbações, para realização da cura, iniciada horas depois da moldagem. O tempo de cura foi de 28 dias, logo após, se iniciaram os procedimentos para a realização dos ensaios. As figuras abaixo apresentam os espécimes, bem como, os CP's após a concretagem.

Figura 3-16- Espécimes concretados.

3.2.1 Características dos espécimes

Os seis espécimes produzidos, foram moldados em geometria de L, exatamente igual aos primeiros elementos, com dimensões (150 x 300 x 600) mm, o adensamento do concreto foi feito de forma mecânica, foram utilizadas em cada pilar barras de aço CA 50 de bitola 10 mm na armação longitudinal e para a armação transversal foram utilizados estribos feitos com barras CA 60 de bitola 5 mm, o espaço entre os estribos é de 18 cm, o cobrimento deixado a partir dos estribos foi de 2 cm garantidos com o auxílio de espaçadores.

As peças de concreto são simétricas, portanto, os detalhes das armaduras e o layout dos espécimes mais novos são idênticos aos dos primeiros elementos, os quais foram apresentados anteriormente nas figuras 3-1, 3-5 e 3-6.

Os conectores, que já estavam instalados nos primeiros espécimes, foram incorporados ao espécime novo no momento da concretagem, incluindo os conectores que contém os extensômetros, estes, utilizados para o monitoramento da armadura.

3.2.2 Materiais

3.2.2.1 Fôrmas

As fôrmas utilizadas para a moldagem dos espécimes também são de madeirite usinada, com 20 mm de espessura, montadas e afixadas da mesma maneira que as primeiras seis fôrmas. Antes da concretagem dos pilares se aplicou desmoldante de óleo de linhaça no interior das fôrmas para facilitar a retirada das peças.

Para garantir a segurança das peças no momento da concretagem, as fôrmas foram amarradas com arrame recozido. A figura 3-17 apresenta o processo de montagem do conjunto de fôrmas.

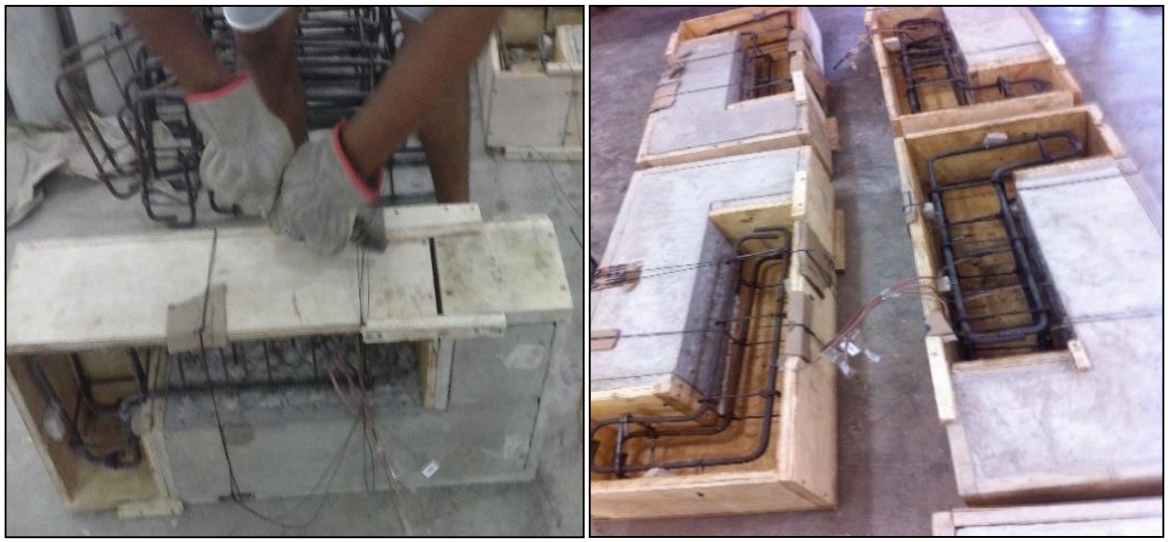


Figura 3-17-Amarração das fôrmas para concretagem.

3.2.2.2 Concreto

O concreto empregado possui traço 1: 2,04: 2,34 e relação água-cimento de 0,48. O teste de abatimento do tronco de cone *(Slamp Test)* medido foi de 5 cm, se empregou cimento Portland comum (CP-IV) como material aglomerante, além da incorporação do aditivo hiperplastificante Adiment Premiun, um material com alto poder de redução de água.

O concreto usado para confeccionar os elementos foi preparado no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA- Campus de Tucuruí-Pa. Os detalhes do traço utilizado são descritos na tabela 3-5.

Tabela 3-5 - Componentes do traço do concreto novo.

Materiais	Quantidade
Brita 1	970,6 Kg
Areia lavada	814,9 Kg
Cimento	408,8 Kg
Água	194,6 L
Aditivo	5,709 L

3.2.2.3 Características dos Agregados

A areia utilizada como agregado miúdo na produção do concreto é do tipo lavada, proveniente do município de Breu Branco, como agregado graúdo foi utilizada brita 1, ambos os agregados foram cedidos pela empresa Eletrobrás/Eletronorte. Os agregados graúdos empregados na nova concretagem possuem as mesmas dimensões máximas e mínimas dos agregados empregados no concreto velho.

3.2.2.4 Armadura dos espécimes

Utilizou-se para a produção das armaduras de cada pilar quatro barras longitudinais de aço CA- 50 com diâmetro de 10 mm, como o pilar tem um formato de paralelepípedo, utilizou-se na construção de cada conjunto o total de oito barras longitudinais, com quatro estribos de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm espaçados em 18 cm.

3.2.3 Execução dos espécimes

A moldagem dos espécimes e CP's foi realizada no dia 14 de Novembro de 2014 as 13:00 horas, a produção dos CP's é baseada na NBR 5738 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. O concreto foi produzido em betoneira no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA Campus Tucuruí.

Para iniciar o processo da concretagem se realizou antes o teste de abatimento do tronco de cone (*Slamp test)*, que foi da ordem de 5 cm. Para a produção dos dez corpos de prova também se utilizou moldes cilíndricos com dimensões (15 x 30) cm, logo após, os mesmos foram acondicionados em local apropriado para a realização dos procedimentos de cura do concreto.

Na produção do concreto foram empregados os mesmos métodos já mencionados na primeira etapa, além da adição do aditivo hiperplastificante Adiment Premiun. Para a moldagem

dos espécimes, foram acoplados às primeiras fôrmas a parte que receberia o novo concreto, montadas e já posicionadas, formam o conjunto, como mostra a figura 3-18.

Figura 3-18- Conjunto concreto velho e novo.

A cura dos espécimes foi iniciada três horas após a moldagem, para isso, foram depositados sobre a face dos elementos embalagens de cimento embebidas com água, este processo foi executado durante os três dias seguidos à concretagem, duas vezes por dia.

Figura 3-19- Procedimento de cura do concreto.

Quanto à identificação dos espécimes, foi adotada a mesma nomenclatura dos espécimes do concreto velho, uma vez que juntos, eles formam um conjunto monolítico, já os CP's, foram nomeados também por quatro caracteres, os dois primeiros correspondem ao termo Corpo de Prova (CP), o terceiro indica que o elemento é referente ao concreto novo, identificado com a letra N e o quarto se refere à numeração do elemento. Ao final tem-se os conjuntos de espécimes P1, P2, P3, P4, P5 e P6 e os corpos de prova CPN1, CPN2, CPN3, CPN4, CPN5, CPN6, CPN7, CPN8, CPN9, CPN10.

3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

3.3.1 Ensaio dos CP's

Para a determinação da resistência a compressão axial, resistência a tração por compressão diametral e para o módulo de elasticidade do concreto, foram produzidos 9 corpos de provas cilíndricos (15 x 30) cm para a primeira série de espécimes e outros 9 para a segunda. Os corpos de prova foram ensaiados no mesmo dia do ensaio dos espécimes com o intuito de obter a resistência exata dos elementos.

a) Ensaio de resistência à Compressão e a Tração

Para os ensaios de resistência à compressão, os procedimentos adotados seguiram a NBR 7222 (1994) e para a resistência à tração, foram de acordo com a NBR 5739 (1994). Os ensaios constituíram-se em testes com 3 corpos de prova para a resistência à tração e 3 corpos de provas para a resistência à compressão, estes procedimentos foram realizados tanto para as amostras da primeira concretagem como para as da segunda concretagem. A tabela 11 apresenta o resumo dos dados obtidos nos ensaios.

Tabela 3-6 - Resistência à compressão e a tração do concreto.

Corpos de Prova		Idades (Dias)	Fc (MPa)	Fct (MPa)
Concreto Velho	CPI	100	19,92	2,24
	CP2		15,88	2,2
	CP3		17,52	2,5
	MD		17,8	2,3
Concreto Novo	CPI	33	49,59	3,92
	CP2		46,23	3,13
	CP3		41,84	3,2
	MD		45,9	3,4

b) Ensaio para obtenção do Módulo de Elasticidade

Os ensaios para determinar o módulo de elasticidade foram realizados de acordo com a NBR 8522 (2008) esta recomenda que os resultados dos ensaios corpos de prova submetidos à compressão para aferir a deformação do concreto não podem diferenciar-se da tensão de ruptura nem pra mais nem para menos de 20%.

O módulo de elasticidade, (Eci) em Gigapascal, é dado pela expressão:

(3.1)

$$Eci = \frac{\sigma_b - 0{,}5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3}$$

Onde:

σ_b : tensão superior, em Megapascal (σ_b=0,3. Fc);

0,5: tensão mínima, expressa em (MPa);

ε_b: deformação específica medida do corpo de prova sob a maior tensão;

ε_a : deformação específica média dos corpos de prova sob a tensão mínima (0,5MPa).

O resumo com os dados obtidos nos ensaios é apresentado na tabela 12.

Tabela 3-7 - Resumo módulo de elasticidade.

Corpos de Prova		Idade (dias)	Eci (GPa)
Concreto Velho	CP 01	100	22,55
	CP 02		22,62
	CP 03		26,31
	Média		23,8
Concreto Novo	CP 01	33	26,36
	CP 02		35,23
	CP 03		37,44
	Média		33,01

3.3.2 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto dos espécimes de concreto foi efetivado com o uso de uma prensa hidráulica com capacidade máxima de 300 toneladas para aplicação de carregamentos.

Os espécimes foram submetidos a cargas axiais de compressão e monitorados pelo software *AQDADOS*, o qual, recebia e registrava as deformações específicas do aço, captadas pelos extensômetros, essas informações foram base para a construção dos gráficos compostos pela relação entre carga e deformação.

O carregamento foi aplicado nas faces superior dos espécimes com dimensões de (15 x 30) cm, de forma distribuída e contínua até o momento da ruptura da peça (figura 21).

Figura 3-20- Esquema de ensaio.

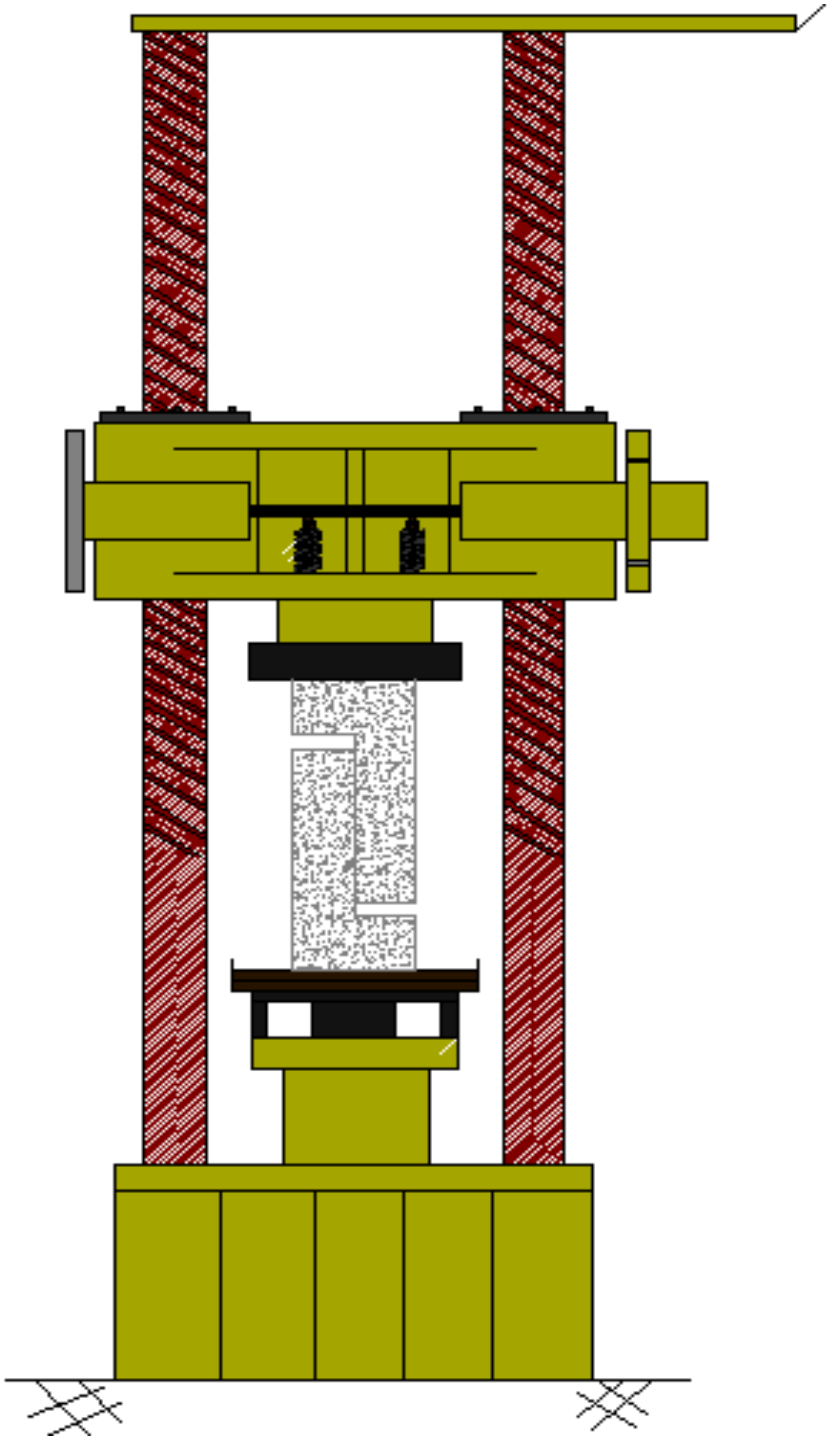


Figura 3-21- Prensa WOLPERT para ensaio de materiais.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capitulo são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em seis espécimes de pilares de concreto armado, submetidos a diferentes tratamentos superficiais além do uso de conectores mecânicos nas juntas de ligação dos elementos.

As análises foram realizadas com base nas combinações entre a carga aplicada e o deslocamento relativo na junta de ligação, com base nas combinações entre a carga aplicada e a deformação específica dos conectores, inseridos nas juntas de ligação, e ainda, fundamentada na aplicação de equações para a determinação da resistência última ao cisalhamento, considerando a influência da aderência entre as superfícies na interface de ligação e a contribuição promovida pelo uso dos conectores.

Observou-se, por meio dos ensaios, o deslocamento relativo para cada estágio de carga, fissuração, escoamento dos conectores mecânicos e carga de ruptura (τ_u). Por fim, os modelos ensaiados são analisados e comparados com as expressões sugeridas pelos pesquisadores e normas apresentadas no capítulo 2.

4.1 DESLOCAMENTOS DOS PILARES

Na monitoração dos deslocamentos se utilizou dois defletômetros (DEF 01 e DEF 02) analógicos (marca DIGIMESS), para fixação dos aparelhos nos pilares foram usadas pequenas placas metálicas na parte frontal, presos nas regiões superiores e inferiores dos espécimes, estas foram posicionadas de maneira tal, que possibilitava verificação de qualquer deslocamento, como detalhado na fotografia 12 e figura 22.

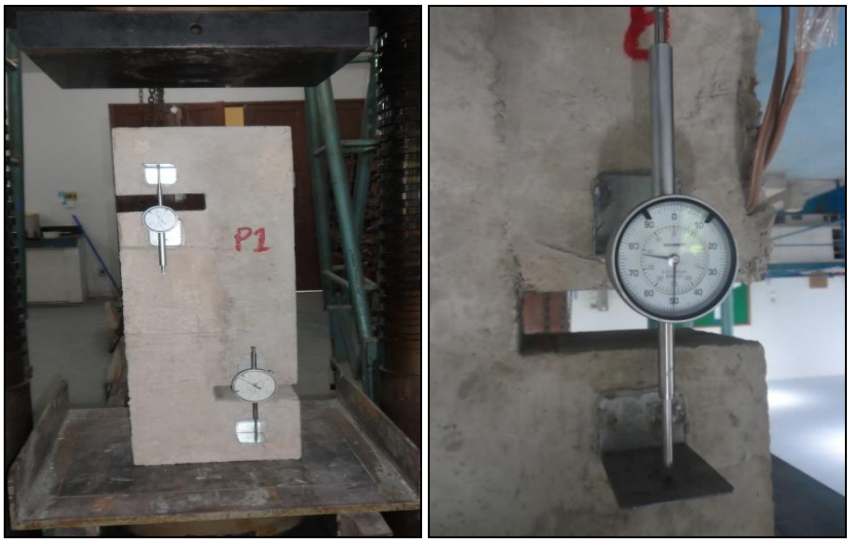


Figura 4-1- Posicionamento dos defletômetros DEF 01 e DEF 02.

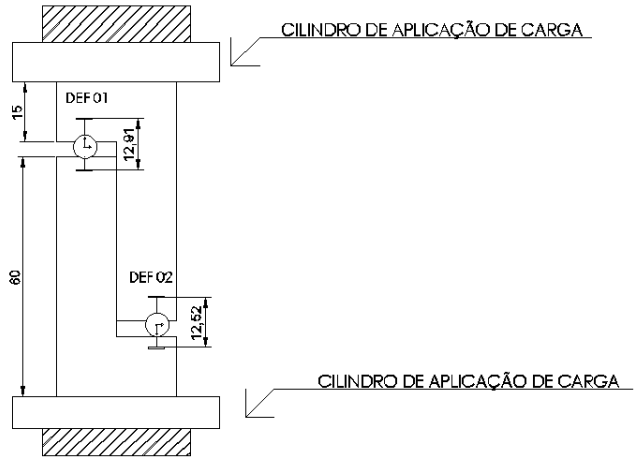


Figura 4-2- Detalhe do sistema de ensaio.

Em todos os espécimes ensaiados observou-se um deslizamento maior nas regiões inferiores, com exceção do P6. Sendo assim em P1, P2, P3, P4 e P5 o deslocamento dos espécimes foi determinado baseado na média dos resultados obtidos dos defletômetros.

Comparando o P1 em relação ao P2 observou-se que ao atingir um passo de carga de 30 KN ocorreu um deslizamento de 0,03 mm e 0,05 mm, respectivamente, aumentado a carga axial para 60 KN o deslocamento dos pilares ocorria uma variação baixa na ordem de 0,05 mm. Nota-se que o pilar de referência apresentou rigidez similar ao pilar tratado com Sikadur, porém, resistiu a uma carga de cisalhamento inferior a de P2.

Tendo em vista que o concreto é um material frágil, este sofre ruptura brusca, assim, não apresenta deslocamento significativo, supõe-se que o uso da resina epoxídica proporcionou ao concreto certa plasticidade, o que contribuiu para um maior deslizamento na interface de

contato. Percebeu-se que ambos os pilares não apresentavam fissuramento e o colapso deu-se de forma brusca.

Nos pilares P3 e P4 observou-se que os deslocamentos iniciaram-se com forças aproximadas, P3 deslizou-se 0,01mm com 80 KN e P4 obteve, com a mesma carga, um deslocamento de 0,06 mm, quando a carga aplicada estava com 88 KN, percebesse que a variação de P3 em relação a P4 era da ordem de 0,04 mm, porém, P3 deslizou-se mais do que P4 e suportou maior carga de ruptura.

O pilar P5, com uma carga de 30 KN deslocou-se 0,13 mm e com uma carga de 80 KN deslizou 0,29 mm, quando observamos os deslocamentos de P3 e P4 se nota que o pilar P5 apresentou deslocamento superior comparado aos demais espécimes, constata-se uma maior resistência ao cisalhamento nos pilares P3 e P4.

No pilar P6 observou-se um comportamento atípico comparado com os outros corpos de prova ao aplicar diferentes passos de carga os defletômetros marcaram maior deslocamento na região superior do espécime, percebeu-se que a variação não foi significativa, na ordem de 0,02 mm a peça se comportou uniformemente. Mas a resistência a carga de ruptura foi abaixo da carga de cálculo, levando a considerar alguma falha construtiva ou de uso.

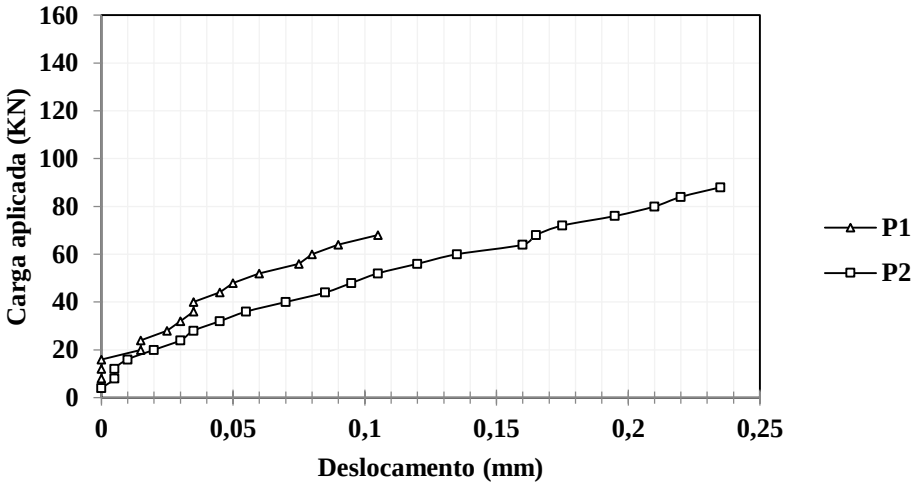


Figura 4-3- Deslocamento de P1 e P2.

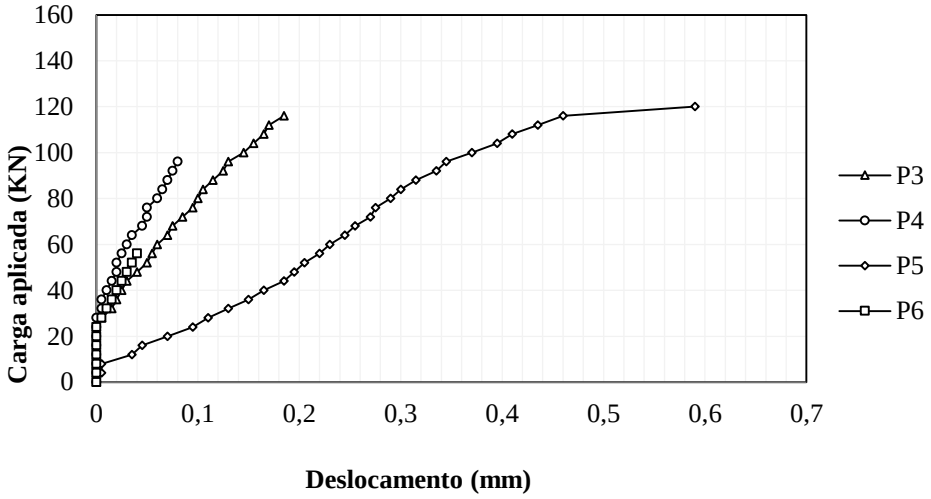


Figura 4-4--Deslocamento de P3, P4, P5 e P6.

4.2 DEFORMAÇÕES NOS CONECTORES

Para monitorar as deformações, bem como, o escoamento dos conectores mecânicos empregados na estrutura, foram utilizados extensômetros elétricos, conforme mencionado no capítulo 2, estes foram posicionados, no mesmo ponto em todos os pinos, na região superior do espécime, optou-se por fixar os sensores nestas áreas, uma vez que, receberão as primeiras solicitações de cargas, desta forma os extensômetros registrariam efetivamente qualquer deformação e por um período de tempo maior. O registro das deformações específicas foi feito a cada passo de carga de 40 KN.

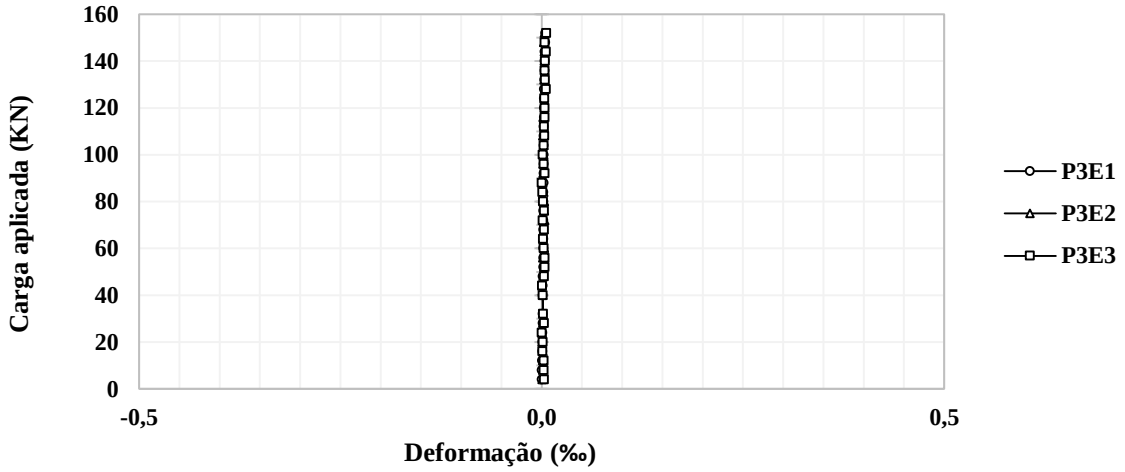


Figura 4-5- Deformação dos conectores do espécime P3.

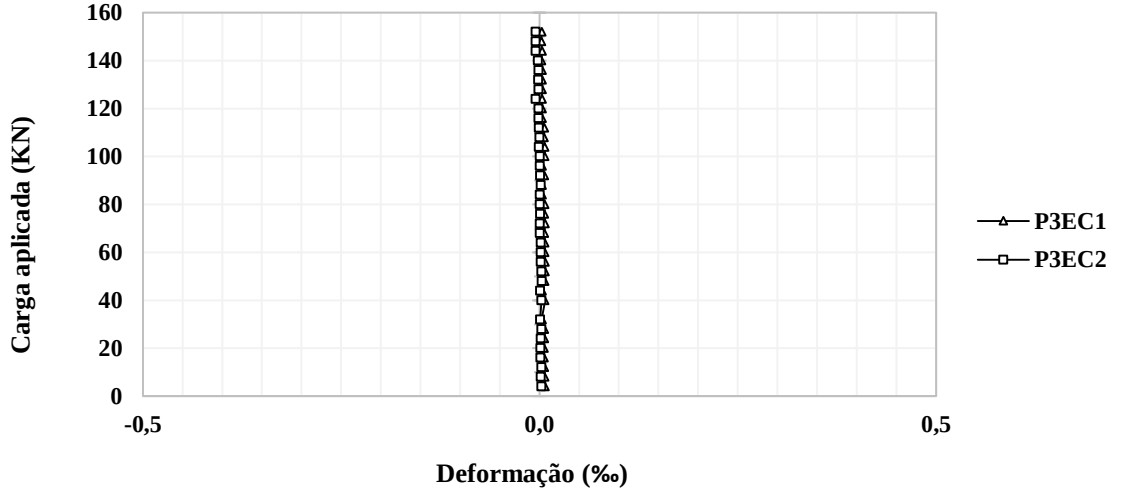


Figura 4-6- Deformação do concreto do espécime P3.

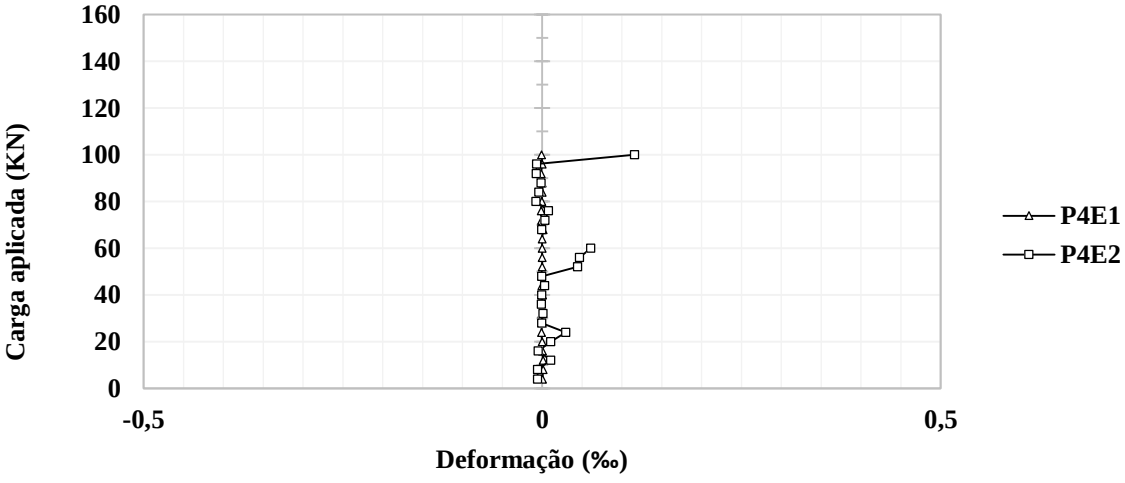


Figura 4-7- Deformação dos conectores do espécime P4.

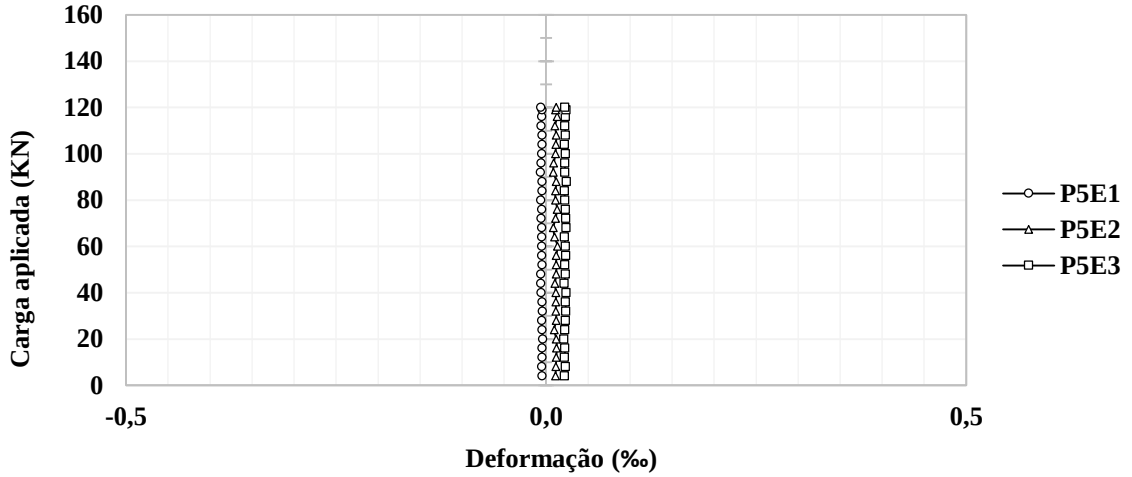


Figura 4-8- Deformação dos conectores do espécime P5.

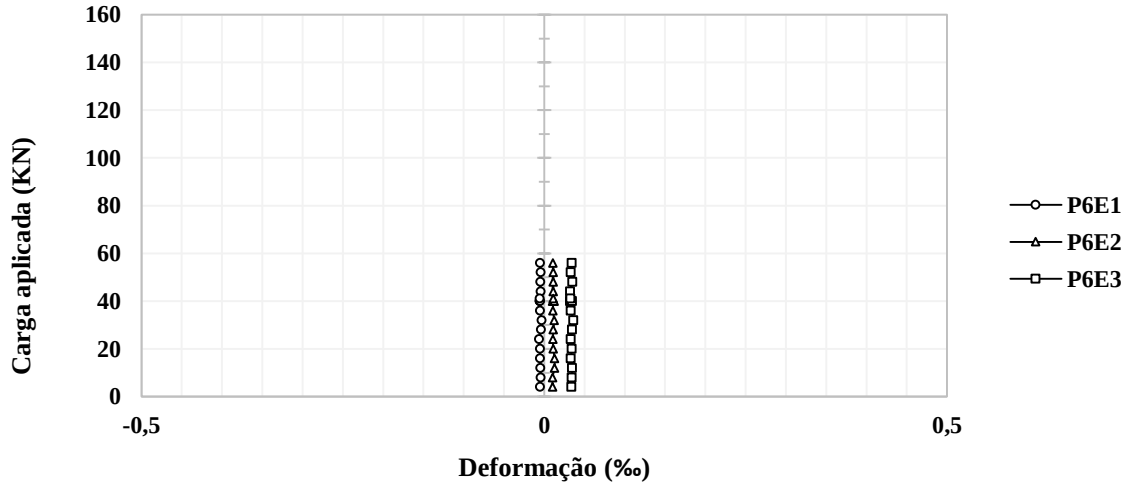


Figura 4-9- Deformação dos conectores do espécime P6.

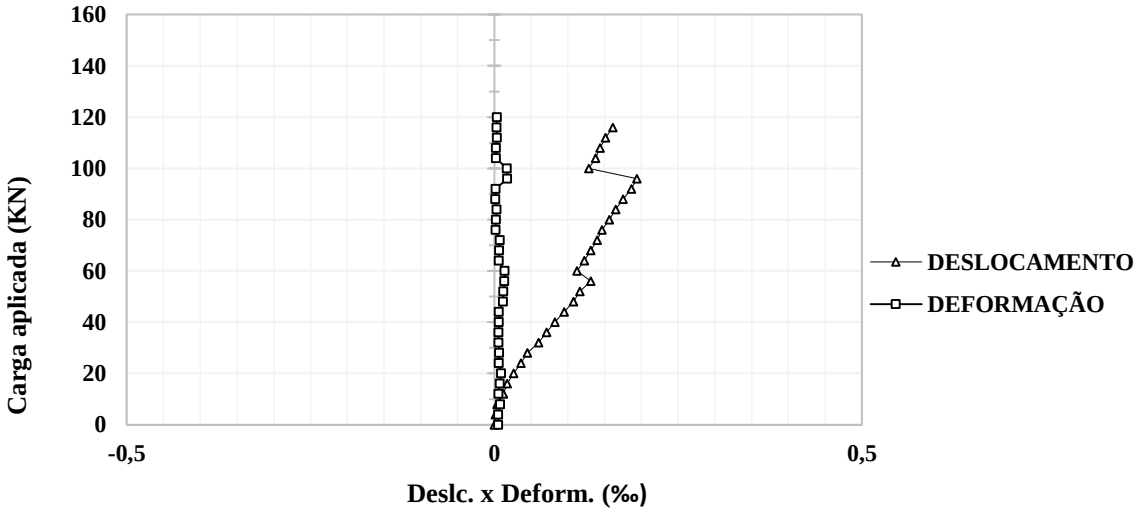


Figura 4-10- Deslocamento x deformação

As deformações registradas em P3, em geral, ocorreram de forma linear, como pode ser observado no gráfico 3, a primeira deformação registrada foi da ordem de 0,0028 mm, destaca-se o comportamento diferenciado comparado aos demais espécimes, pois P3 obteve maior carga de ruptura em decorrência de menores deformações na armadura, nota-se, então, a eficácia do comportamento monolítico do sistema, que permite que peça suporte por mais tempo as cargas aplicadas sem que a armadura seja precocemente solicitada, uma vez que, verifica-se o surgimento da primeira fissura em decorrência de uma carga de 148 KN a qual apresentava deformação, em média de 0,0038 mm, posteriormente, a estrutura alcança sua resistência última de cisalhamento com uma média de 0,005 mm de deformação, ou seja, a diferença entre as deformações é quase que desprezível, indicando a eficácia da aderência entre a interfaces de contato.

Observa-se que, o extensômetro na posição 3 (P3E3) apresentou as mais significantes deformações, assim como o que foi notado em P5 e P6, sendo que este P3E3 apresentou a maior deformação da ordem de 0,0057 mm e a menor foi de 0,001 mm quando submetido as cargas de 152 KN e 24 KN respectivamente, verifica-se que após a primeira fissura, as deformações foram em média de 0,004 mm.

Os extensômetros utilizados para o monitoramento do concreto apresentaram comportamentos semelhantes entre si, no entanto, as maiores deformações foram registradas pelo extensômetro P3EC1 que apresentou maior valor de deformação de 0,007 mm e menor valor de 0,002 mm quando sujeito a uma carga aplicada de 52 KN e 148 KN, respectivamente, após a ruptura, o concreto já não estava contribuindo na resistência cisalhante, e o aço, por sua vez, estava absorvendo as solicitações integralmente, tanto que, ao passo em que a deformação no concreto diminuiu, com esta mesma carga, a deformação no aço aumentou.

O espécime P4 apresenta comportamento bastante divergente entre os extensômetros, a primeira deformação registrada, que foi da ordem de 0,00048 mm em P4E1, as deformações se mantiveram, em sua maioria, constantes, já em P4E2 nota-se um salto nas deformações registradas, alcançando a máxima de 0,11 mm com 48 KN de carga aplicada e a mínima de 0,0014 mm com 50 KN. No momento do surgimento da primeira fissura, com 88 KN de carga aplicada, não houve registro de deformações consideráveis, a partir de então, observa-se por meio do gráfico 5, o crescimento no nível de deformações até a carga de ruptura. Tendo em vista que a carga de ruptura de P4 foi de 99 KN, houve um decréscimo nas cargas aplicadas a partir daí, nota-se mais uma vez a carência de um comportamento monolítico da peça, de modo que, este espécime obteve as maiores deformações e deslocamentos.

Observou-se em P5 que, em geral, o extensômetro P5E1 apresentou as menores deformações, em contrapartida, o P5E3 foi o que apresentou as maiores deformações, a primeira deformação registrada, que foi da ordem de 0,02 mm, após o surgimento das primeiras fissuras, com uma carga aplicada de 76 KN, P5E3 registrou uma deformação de 0,0229 mm, em virtude disso, observa-se que não há diferenças consideráveis nas deformações após o início das fissurações, pois estas, permanecem quase que constantes na ordem de $\pm$0,022 no decorrer do ensaio, assim, ocorre a diminuição da carga aplicada, verifica-se com isto, que o concreto e o aço apresentam melhor desempenho quando trabalham solidariamente, pois, percebe-se que, enquanto eles atuam em conjunto é notório o aumento da resistência cisalhante. A máxima deformação registrada foi de 0,024 mm com carga de 88 KN e a mínima foi de 0,021 mm com carga de 20 KN, a deformação registrada na carga última de ruptura foi de 0,022 mm.

No espécime P6 observou-se comportamento diferenciado em relação aos demais espécimes, a primeira deformação registrada, que foi da ordem de 0,03 mm, de modo que, as deformações registradas foram superiores em relação a P3, P4 e P5, isto se deve ao fato de que a peça não obteve comportamento monolítico, assim, é notável o maior deslizamento entre as superfícies, evidenciando a baixa eficiência do mecanismo de aderência. As máximas deformações foram registradas pelo P6E3 cujas deformações foram da ordem de $\pm$0,03 mm, a maior deformação registrada foi de 0,036 mm e a menor foi de 0,032 mm quando submetidas as cargas aplicadas de 32 KN e 40 KN, respectivamente. Após o surgimento das primeiras fissuras, com carga aplicada de 56 KN, se registrou uma deformação 0,034 mm, observa-se, então, que não houve discrepâncias nos valores registrados, permanecendo constantes até o registro da carga última de ruptura, a qual apresentou deformação de 0,034 mm.

Foi observado em todos os espécimes, que os extensômetros na posição 3, (2 no caso de P4, que continha apenas dois extensômetros), registraram as maiores deformações, isto se deve provavelmente ao fato de que, estes, se encontram nos pontos de maior transferência de solicitações, promovendo, assim, maiores deformações.

A fim de promover uma visão geral da situação concernente aos espécimes, é valido realizar a relação entre a curva contendo a média aritmética dos deslocamentos e a curva contendo a média das deformações diante das cargas aplicadas, o gráfico 8 apresenta esta relação, nele se pode observar que os deslocamentos crescem a medida em que também crescem as cargas aplicadas, em contra partida, as deformações permanecem estáveis, de isso mostra que os conectores, em geral, não apresentaram escoamentos significativos.

Percebeu-se que o aço não contribuiu para o aumento da capacidade portante de todos os espécimes, pois, quando ocorreu o afastamento entre as interfaces, os esforços foram

transferidos totalmente para o aço, assim, a aderência deixou de contribuir para o aumento da resistência cisalhante da junta de ligação, de forma que, percebe-se uma pequena deformação da armadura na maioria dos espécimes. A aderência e a ação de pino, quando juntas, apresentam um bom desempenho, porém, após a perda de aderência os conectores não são capazes de obter desempenho satisfatório, reforçando a afirmativa de que o aço e o concreto se comportam melhor juntos, porque quando separados, eles têm sua resistência ao cisalhamento diminuída.

4.3 FISSURAÇÃO NAS JUNTAS DE LIGAÇÃO

O mapa de fissuração não pode ser traçado nos espécimes P1 e P2 visto que estes romperam de forma brusca, não havendo possibilidade para deformações consideráveis, bem como, da formação de fissuras, nestes, o concreto permaneceu intacto, pois o colapso se deu por conta do fim da aderência entre os espécimes.

Os espécimes P3, P4 e P6 apresentaram fissurações de modo semelhante quando comparados entre si, pois, se percebeu a formação de fissuras inicialmente na região inferior do conjunto. Os conjuntos P3, P4 e P5 apresentaram as primeiras fissuras quando submetidos às cargas de 148 KN, 88 KN e 76 KN, respectivamente (figuras 4-11, 4-12, 4-13), no entanto, P6 apresentou comportamento inferior, com o surgimento das primeiras fissuras a partir de uma carga aplicada de 59 KN, sendo esta inclusive, a sua carga de ruptura.

As fissuras incidiram de forma longitudinal nas juntas de concretagem, evoluindo ao longo da mesma até acontecer o rompimento do conjunto, destaca-se que em P5 a primeira fissura surgiu na região central da peça, diferente do ocorrido nos demais espécimes.

As fissuras observadas surgiram nas juntas de ligação, local considerado de maior fragilidade, já que se trata da região de encontro entre concretos de diferentes idades, posto que, as cargas aplicadas foram maiores do que a resistência última de ruptura dos elementos. As fissuras ocorreram paralelas a junta de concretagem e evoluíam à medida em que se aplicava o passo de carga.

Figura 4-11- Mapa de fissuração em P3 e mapa de fissuração em P4.

Figura 4-12- Mapa de fissuração em P5.

Figura 4-13- Mapa de fissuração de P6.

4.4 CARGA DE RUPTURA

No capítulo de revisão bibliográfica foram apresentados modelos empíricos para os cálculos da tensão última de cisalhamento, porém, somente os métodos do FIB MC 2010, EUROCODE 2 (2004) foram analisados neste capítulo. Para efeito de cálculo da carga de ruptura não se considerou tensão normal, no entanto, Araújo (1997) afirma que a tensão normal à interface é garantida pela armadura transversal. São apresentados na tabela 13 os valores das cargas de ruptura obtidos nos ensaios, bem como, dos valores obtidos por meio dos métodos técnicos empíricos já citados.

Tabela 4-1-Cargas de Ruptura

Espécime	Carga de ruptura do ensaio (KN)	FIB MC (2010) (KN)	EUROCODE 2 (2004) (KN)
P1	120	66,3	74,4
P2	140	66,3	74,4
P3	153,0	92	156,8
P4	99,0	84,2	144,9
P5	119,0	56,6	116,7
P6	59,0	56,6	115,8

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, se observa que os que mais se aproximaram da realidade foram os resultados do método EUROCODE 2 (2004), cuja média de carga de ruptura ao cisalhamento foi de 113,8 KN, em relação a carga de ruptura registradas dos ensaios de 115,0 KN, divergindo em apenas 0,12 KN.

Observa-se que em P1 e P2 os resultados dos ensaios foram muito superiores aos resultados dos modelos técnicos, pois, superaram consideravelmente as expectativas inerentes a estes, indicando que a peça se comportou monoliticamente, comportamento desejado em um sistema de reforço estrutural. O fato de não haver armadura de cisalhamento na interface de ligação teoricamente poderia contribuir para obtenção de uma baixa resistência ao cisalhamento da junta de ligação, uma vez que, os conectores foram empregados com este propósito, o que não aconteceu nestes casos, no entanto, se observa o contrário nestes dois casos.

O espécime P3 foi o que apresentou maior resistência última de ruptura ao cisalhamento, como pode ser observado na tabela 4-1, de acordo com os resultados dos cálculos teóricos, bem como, com o resultado do ensaio. O espécime P6 foi o único que apresentou

comportamento discrepante, cuja resistência última foi inferior comparado aos demais espécimes provavelmente devido a problemas técnicos.

Os espécimes P4 e P5 apresentam resultados experimentais que também divergem dos resultados teóricos, pois, ao passo em que P4 obteve resistência ao cisalhamento menor do que P5 nos ensaios, na teoria acontece o contrário, de modo que P4, na teoria, apresenta resistência maior do que P5 conforme os cálculos baseados nas normas internacionais do FIB MC 2010 e EUROCODE 2, isto se deve provavelmente ao fato de que P5 continha um maior número de conectores do que P4, apesar de suas espessuras serem menores, indicando que o número de conectores influenciou no ganho de resistência ao cisalhamento da junta de ligação.

Tendo em vista a comparação da resistência de ruptura dos espécimes P2, P3, P4, P5 e P6 com o espécime de referência P1, observa-se o aumento da capacidade portante em P2 e P3, ao contrário do ocorrido nos espécimes P4, P5 e P6 nos quais não houve ganho de resistência ao cisalhamento. O modo de ruptura em todos os espécimes ocorreu no concreto de menor, de forma que, parte dos seus agregados foram “arrancados” pelo espécime de maior resistência ao entrar em colapso.

Relacionado somente aos cálculos, isto se deve, provavelmente, aos fatores que envolvem o número de conectores, bem como, a espessura (bitola) destes, pois, de acordo com as equações utilizadas, estes elementos são os únicos valores que apresentam variação, os demais componentes das equações possuem os mesmos valores característicos para superfícies rugosas conforme as equações citadas no capítulo 2, encontrados também nas normas utilizadas como base para a realização deste trabalho.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aderência entre concreto de diferentes idades mostrou-se eficiente para o estudo proposto, indicando uma boa opção para reparos e recuperações estruturais. Nos dois espécimes ensaiados P1 e P2 observou- se que quando submetido a esforços de cisalhamento, surgiam uma tendência de deslizamento na interface da junta de ligação, registrou-se um deslocamento relativamente baixo na ordem de 0,15 mm antes da retirada dos defletômetros, mostrando que

a técnica de reforço possibilitou um comportamento monolítico quando a estrutura foi submetida ao acréscimo de tensão na interface do concreto, atingindo-se o objetivo desejado. Os mecanismos de aderência somados com os de atrito foram fatores que impediram que ocorresse o afastamento e o colapso súbito das peças.

Ao avaliar a capacidade resistente dos pilares ensaiados neste estudo chegamos às principais conclusões:

- O apicoamento, com profundidade em torno de 1,5 mm foi satisfatório para se obter boa superfície de aderência entre concreto velho e concreto novo;
- O uso de resina epoxídica nas ligações do concreto em idades distintas influenciou na resistência de ruptura na interface atingindo uma carga de 3,5% maior que a do pilar de referência;
- O número de conectores que atravessava à interface concreto influenciou no desempenho dos pilares em partes sendo que o aço impediu que após a ruptura houvesse uma separação abrupta da estrutura porém, referente a resistência ao efeito de ‘corte’ observou-se que os conectores tiveram baixa influencia sendo que o concreto rompeu logo após a perda do mecanismo de aderência. Vale ressaltar que quando fazemos comparação com o pilar de referência somente os pilares P2 e P3 obtiveram ganho de resistência ao cisalhamento, sendo assim conclui-se que a técnica de reforço estudada com uso de conectores foi eficiente nestes espécimes citados, foi observado que em P6 o uso dos conectores não contribuiu para ganho de resistência a aderência e nem cisalhamento esse fato deve-se provavelmente a falhas técnicas tendo em vista que este foi o único que apresentou comportamento atípico.
- No procedimento experimental utilizando o ensaio de cisalhamento direto observou-se que o comprimento de ancoragem dos conectores foi realizado de forma eficiente, pois, permitiu a tensão axial alcance a resistência de escoamento do aço sem que houvesse fendilhamento ou arrancamento no concreto, possibilitando assim a análise da deformação especifica do aço.
- Dentre as expressões propostas na literatura técnica para avaliação da resistência de ruptura na interface do concreto, a expressão analítica que mais se aproximou dos resultados experimentais foi a do EUROCODE, quando analisado a tensão de ruptura pelo FIB 2010, este mostrou bastante conservador.

- Conforme as considerações de Araújo (1997), o elemento com maior taxa de armadura apresentou também maior resistência cisalhante, isto aconteceu porque no momento em que a armadura atinge a sua resistência de escoamento ela deixou de contribuir com a resistência pela ação dos conectores, já nos elementos com uma pequena taxa de armadura foi observado que a resistência promovida pela ação de pino pouco acrescentou na resistência última da peça.

Finalizando, pode-se concluir que o reforço em juntas de ligação com uso de resinas epoxídicas e conectores mecânicos é possível desde que as características do concreto de reforço sejam bem estudadas tais como a adesão, atrito, ação mecânica e efeito de pino. Neste estudo a vantagem mais relevante no reforço utilizando conectores foi o ganho na segurança, de modo que este, promoveu a não separação das peças após a ruptura.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realização de análise teórico-experimental das variações no ângulo de inclinação dos novos modelos de corpo de prova, para verificar qual se mostra mais eficiente quanto a precisão e confiabilidade dos resultados, analisar experimentalmente o aumento da taxa de armadura, bem como, a rugosidade na superfície das peças para determinar o quanto esses fatores podem influenciar na resistência ao cisalhamento das juntas de ligação e comparar com as prescrições das normas que regulamentam projetos de reforço.

Considerar a análise computacional dos modelos, fazendo a comparação desses com os resultados obtidos em laboratório verificando a aplicabilidade do método, considerar ainda, o uso de adesivo com função estrutural como forma de junção dos elementos. Implementar modelo computacional que considere pré-fissurações no concreto, aplicação de adesivos estruturais, carregamentos de diversas magnitudes e fadiga, analisando os efeitos de quaisquer ações que possam influenciar na segurança das estruturas reforçadas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis.** 2006. Tese (Doutorado)–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ARAÚJO, O.L. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos a flexão.** 1997**.** Dissertação (mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo,1997.

ARAÚJO JR., R., SOUZA, I. R. **Análise Descritiva dos Métodos de Reforço e Recuperação Utilizados no Edifício Palace I.** In: Congresso Internacional Sobre o Comportamento De Estruturas Danificadas – Damstruc, 2, 2000, Rio de Janeiro. CD-ROM. Niterói: [S.d], 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. ABNT: Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – **Concreto-Ensaio de compressão de corpo-de-prova cilíndricos**. ABNT: Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222 – **Argamassa e concreto-Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpo-de-prova cilíndricos.** ABNT: Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – **Concreto-Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** ABNT: Rio de Janeiro, 2008.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**.1 ed. Tradução de M. C. Marcondes, C. W. F. dos Santos, B. Cannabrava. São Paulo: Ed. Pini, 1988.

CLÍMACO, J. C. T. de S. **Uma Análise Crítica dos Métodos de Avaliação de Aderência e do Uso de Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto**, Anais da XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 11 a 15 Novembro 1991, Porto Alegre, Brasil, Vol. V, p. 337 -348.

COSENZA, C. H. **Estudo Experimental da Resistência e da Deformabilidade de Pilares de Concreto de Alta Resistência, na Flexão Normal Composta, tendo sido Recuperados e Reconstituídos com Concreto da Mesma Natureza**. Belo Horizonte, 1998. Dissertação

(Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES). - Universidade Federal de Minas Gerais, 1998.

DOEBLING, S. W.; FARRAR, C. R.; PRIME, M. B. A summary review of vibration-based damage identification method. **The Shock and Vibration Digest**, Washington, v. 30, n. 2, p. 91-105, 1998.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures** – Part 1-1: General rules and rules forbuildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 93 pp.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB), **Bond of reinforcement in concrete -State-of-the-art report**, Bulletin 10, 2000.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB), **Model Code 2010 –First Complete Drafit,** V. 1, Switzerland, 2010, 60 p.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar: estruturas de concreto**. São Paulo, Editora PINI, 1994.

GERDAU. **Manual Técnico**, 2009. Disponível em: <www.gerdau.com>.

HOFBECK,J.A.,IBRAHIM, I. O., MATTOCK, A. H**. Shear Transfer in Reinforced Concrete**, ACI Journal, Proceedings, v. 66. n. 2, p. 119- 128, Feb. 1969.

INMAN, D.J., *et al*. **Damage Prognosis: For Aerospace, Civil and Mechanical Systems**. *John Wiley & Sons, Ltd. Chichester, UK, 2005.*

KESSLER, S. S. **In-situ damage detection of composites structures using lamb wave methods.** 2002. Thesis (Doctorate of Philosophy in Aeronautics and Astronautics)- Massachusetts Institute of Technology, Department of Aeronautics and Astronautics Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, 2002.

MAIO, C.E.B. **Técnicas para monitoramento de integridade estrutural usando sensores e atuadores piezoelétricos**. 2011. 113 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP.

MEHTA, K. P., MONTEIRO, P. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Tradução de P. R. L. Helene *et al.* São Paulo: Pini, 1994. 573p. Original em Inglês: Concrete: Structure, Properties and Materials.

NASCIMENTO, P. P. **Análise Experimental de Piares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto-Adensável e Conectores**. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2009.

NERY, Gilberto. **Monitoração na Construção Civil,** Boletim Técnico. México, 2013.

PIANCASTELLI, E. M. **Comportamento e Desempenho do Reforço a Flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive Sob Carga**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1997. 205p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES).

PIANCASTELLI, E. M, CALIXTO, J. M. F. **Dimensionamento de Reforço à Flexão, Executado sob Carga, de Vigas de Concreto Armado: Aplicabilidade dos Critérios da NBR-6118.** In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. 2552 p.

PIANCASTELLI, E. M. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1998. 160 p. Notas de Aula.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** São Paulo, 2007.

PIRES, E.F. **Comportamento e desempenho do reforço á flexão de lajes de concreto armado através do aumento da seção na região comprimida.** 2003. Dissertação (mestrado)- Escola de engenharia, Universidade Federal de Minas Grais, 2003.

REIS**,** Lília Silveira Nogueira. **Sobre a Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte, 2001. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

RISSO, M.A.C. **Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão**. 2008. Dissertação (mestrado)- Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008.

ROMAN, H. R. **Construindo em alvenaria estrutural. Santa Catarina**. UFSC, 2000.
SANTNA, L.A. **Estudo da aderência entre concretos de diferentes idades.** 2004. Dissertação (mestrado)- Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2004.

SANTANA, L.A. **Estudo da aderência entre concretos de diferentes idades.**2004. Dissertação (mestrado)- Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2004.

SHEHATA, I. A. E. M., TEIXEIRA JR., S. V. **Reparo de Consolos Durtos Danificados**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6., 2552p.

SILVA, P.M. **Avaliação da eficiência do uso de conectores de Cisalhamento no esforço de vigas de concreto armado pela face comprimida.** 2011. Dissertação (mestrado)- Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2011.

SOUZA, V. C., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998. 255 p.

TAKEUTI, A. R. **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. São Carlos, 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TAKEUTI, A. R., HANAI, J. B. Comportamento Estrutural de Pilares de Concreto Armado Reforçados por Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [Sd], 2000.

WORDEN, K.; DULIEU-BARTON, J. M. An overview of intelligent fault detection in systems and structures. **Structural Health Monitoring**, Newbury Park, v. 3, n. 1, 2004.

YAZIGI, W **A técnica de edificar.** São Paulo. SindusCon SP, Editora PINI, 2009.

APÊNDICE A

Modo de ruptura dos Espécimes:

Fotografia 1

Fotografia 2

Fotografia 3

Fotografia 4