

JOÃO VITOR BRUNELLI LEMES

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE INCLINAÇÃO
DA INTERFACE NA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA DO CPR AO SUBSTRATO
DE CONCRETO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Leonardo Gonçalves Pedroti

Coorientadores: José Luiz Rangel Paes
José Carlos Lopes Ribeiro

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2019**

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

L552a
2019 Lemes, João Vitor Brunelli, 1992-
Avaliação da influência da variação do ângulo de inclinação da interface na resistência de aderência do CPR ao substrato de concreto / João Vitor Brunelli Lemes. – Viçosa, MG, 2019.
111f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: Leonardo Gonçalves Pedroti.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.101-106.

1. Concreto - Testes. 2. Concreto de alta resistência.
3. Adesividade. I. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22 ed. 666.893

JOÃO VITOR BRUNELLI LEMES

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE INCLINAÇÃO
DA INTERFACE NA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA DO CPR AO SUBSTRATO
DE CONCRETO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 16 de Dezembro de 2019.

Assentimento:


João Vitor Brunelli Lemes
Autor


Leonardo Gonçalves Pedroti
Orientador

*Aos meus pais, João e Ana,
à professora Rita de Cássia (in memoriam),
e a todos portadores de Atrofia Muscular Espinhal,
para que nunca desistam de seus sonhos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a **Deus** pelo dom da vida, que mesmo com as minhas limitações permitiu que eu chegasse até aqui repleto de bênçãos.

Aos meus pais **João** e **Ana**, por todo amor e confiança incondicionais, sempre me incentivando a ser cada vez melhor. Ao meu irmão **Daniel**, por todo apoio e por acreditar em mim, mesmo não demonstrando diretamente.

Ao Prof. **Leonardo Gonçalves Pedroti**, pela orientação neste trabalho, pela confiança em mim, por todos os conselhos, por toda paciência, pelo companheirismo, e pelos muitos momentos de descontração ao longo desses anos.

Ao Prof. **José Carlos Lopes Ribeiro**, pela coorientação neste trabalho, por toda ajuda, principalmente na parte de modelagem numérica, pelos conhecimentos e conselhos ao longo desses anos de UFV.

Ao Prof. **José Luiz Rangel**, pela coorientação neste trabalho, por todo conhecimento e conselhos ao longo desses anos de UFV.

Agradeço ao **Felipe** e ao **Cleyton**, dois irmãos que a UFV me deu de presente, por todo companheirismo, troca de conhecimento, parceria e momentos de descontração.

Ao **Gustavo Emílio**, por toda ajuda, sempre presente quando precisava, mesmo não tendo tempo, arrumava um jeito de ajudar. Além disso, agradeço também por todo conhecimento compartilhado, por todo incentivo e por todos os conselhos. É um exemplo de profissional e de amigo que levarei por toda a vida.

Aos técnicos do **Laboratório de Materiais de Construção Civil (DEC/UFV)**, em especial ao **Wellington Fernandes** e ao **José Carlos** por todo o apoio e suporte sempre que necessário. E também aos amigos do LMC, **Géssica**, **Bia**, **Gustavo Nalon** e **Matheus** pela ajuda, troca de conhecimento e momentos de descontração.

Aos amigos da sala 120 do LABENGE, **Petrauski**, **Elisson**, **Rodrigo**, **Thiago** e **Luís**, por toda ajuda nos modelos numéricos, pelas trocas de conhecimento e momentos de descontração.

Aos amigos de longa data, **Bruno Meira, Fernanda, Lucas, Paulo, Bruno Zuccon, Diego, Layo, Willian**, por todos esses anos ao meu lado, sempre me incentivando e acreditando em mim.

À **Blenda**, minha companheira, por todo amor, carinho, confiança em mim, paciência, compreensão, e por estar comigo nos bons e maus momentos.

Um agradecimento especial à **Dra. Alexandra Prufer**, por todo acompanhamento médico desde 2009 e todo incentivo, não deixando eu desanimar em nenhum momento.

Aos demais **professores e funcionários** do Departamento de Engenharia Civil da UFV, pelo conhecimento passado e ajuda quando necessária.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

“Não se pode aprender nada de uma lição que não seja acompanhada por dor,
já que não se pode conseguir nada sem um sacrifício.

Mas quando você aguenta essa dor e a supera,
as pessoas conseguem um coração forte que não perde para nada.

Sim, um coração de aço.”

(Edward Elric)

RESUMO

LEMES, João Vitor Brunelli, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2019. **Avaliação da influência da variação do ângulo de inclinação da interface na resistência de aderência do CPR ao substrato de concreto.** Orientador: Leonardo Gonçalves Pedroti. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e José Carlos Lopes Ribeiro.

Este trabalho teve como objetivo avaliar a influência do ângulo de inclinação na interface do *Slant Shear Test* (SST) na aderência do concreto de pós reativos (CPR) e o seu comportamento quando aderido a um material com propriedades mecânicas distintas. Foram definidos os ângulos de 60°, 65° e 70°, com a horizontal, sem preparo da superfície, e materiais de reparo com f_{ck} aos 28 dias de 30 MPa, 40 MPa e CPR. Observou-se que para ângulos de 60° não foi possível determinar a tensão de ruptura do CPR, visto que para esse ângulo de inclinação obteve-se apenas rupturas coesivas. Para ângulos de 70°, o corpo de prova (CP) rompeu com tensões menores, enquanto para os ângulos de 60° e 65° não houve diferença significativa entre as tensões de ruptura. Os resultados indicaram que no reparo de estruturas com CPR, para ângulos de 60° ou inferiores, pode-se utilizar um grau de rugosidade mais brando, e para ângulos de 70° ou superiores, é necessário um grau de rugosidade mais elevado. Além disso, os resultados experimentais indicaram que o CPR possui um coeficiente de atrito 71% e 49% superior aos concretos com 30 MPa e 40 MPa, respectivamente. Também foram desenvolvidos modelos numéricos utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e foi constatado que os picos de tensões são concentrados na interface do material de reparo, enquanto as outras regiões do material de reparo possuem tensões próximas aos menores valores de tensão registrados. Os resultados dos modelos numéricos apresentaram o mesmo comportamento do resultado experimental, porém indicaram que as equações desenvolvidas para o cálculo das tensões normais e de cisalhamento podem superestimar esses valores.

Palavras-chave: Concreto de pós reativos. CPR. Slant Shear Test. Aderência.

ABSTRACT

LEMES, João Vitor Brunelli, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, December, 2019. **Evaluation of influence of the interface inclination angle on the bond strength of RPC to the substrate concrete.** Advisor: Leonardo Gonçalves Pedroti. Co-Advisors: José Luiz Rangel Paes and José Carlos Lopes Ribeiro.

This work aims to evaluate the influence of angle of the shear plane of Slant Shear Test (SST) on the Reactive Powder Concrete (RPC) adherence and its behavior when adhered to a material with distinct mechanical properties. Were defined angles of the 60° , 65° and 70° , with the horizontal, without preparation of the interface, and repair materials with f_{ck} at 28 days of 30 MPa, 40 MPa and RPC. It was noted that for angle of 60° it was not possible to determine the shear stress of the RPC, since for this inclination angle only cohesive ruptures were obtained. At 70° , the tensile strength of the specimens was smaller, while at 60° and 65° there was no significant difference between the tensile strength. The results indicated that in the repair of structures with CPR, for angles of 60° or less, a high roughness in the repair surface is not necessary, and for angles of 70° or higher, a high roughness is required. Furthermore, the experimental results indicated that the RPC has a coefficient of friction 71% and 49% higher than the concrete with 30 MPa and 40 MPa, respectively. Numerical models were also developed using the finite element method, and it was found that maximum stress are concentrated at the interface of the repair material, while the other regions of the repair material have stresses close to the lowest recorded stress values. The numerical model results showed the same behavior as the experimental result, however, indicated that the equations developed to determine normal and shear stresses may overestimate these values.

Keywords: Reactive powder concrete. RPC. Slant Shear Test. Adhesion.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fatores que afetam a durabilidade dos reparos do concreto	22
Figura 2.2 – Mecanismo de aderência entre concretos.....	29
Figura 2.3 – Esquema da zona de transição entre o concreto antigo e o material de reparo....	30
Figura 2.4 – Ensaio de resistência de aderência entre dois materiais (dimensões em mm)....	31
Figura 2.5 – Tipos mais comuns de falhas no SST: (a) falha coesiva; (b) falha adesiva	32
Figura 2.6 – Princípio do SST e estado de tensões na interface deduzido pelo círculo de Mohr	33
Figura 2.7 – Influência do ângulo de inclinação da interface com a horizontal e rugosidade na tensão de ruptura.....	34
Figura 2.8 – CPs com ângulos de inclinação da interface com a horizontal de 70° (a), 65° (b), 60° (c) e ruptura por cisalhamento da interface (d).....	36
Figura 2.9 – Modelo de elementos finitos tridimensional com elementos tetraédricos	37
Figura 2.10 – Gráfico tensão-deformação específica do concreto sob compressão axial	40
Figura 2.11 – Comportamento tensão-deformação do concreto: (a) submetido à compressão; (b) trecho inicial, considerando um comportamento linear.....	40
Figura 2.12 – Gráfico tensão x deformação específica do concreto sob tração axial.....	43
Figura 2.13 – Comportamento de tensão-deformação do concreto submetido à tração: (a) até atingir o pico; (b) comportamento tensão-abertura de fissuras do concreto submetido à tração após o pico	43
Figura 2.14 – Comportamento tensão-deformação do CPR submetido à compressão	45
Figura 2.15 – Curva linear tensão-abertura de fissura.....	46
Figura 2.16 – Resposta típica de tração-separação.....	47
Figura 3.1 – Programa experimental desenvolvido	48
Figura 3.2 – Produção do concreto convencional: (a) betoneira utilizada; (b) ensaio de abatimento do tronco de cone.....	55
Figura 3.3 – Produção do CPR: (a) misturador de eixo vertical; (b) mistura homogeneizada em um saco plástico.....	56
Figura 3.4 – Molde para os CPs do SST	57
Figura 3.5 – Produção dos CPs: (a) CPs de um lote de substrato de concreto; (b) Cura submersa	58
Figura 3.6 – Identificação dos CPs de controle: (a) Substrato; (b) Concreto de reparo	58
Figura 3.7 – Identificação dos CPs para o SST	58
Figura 3.8 – Disco diamantado e gabarito para o corte dos CPs.....	59
Figura 3.9 – Esquema de corte e CPs cortados (cotas em milímetros)	59

Figura 3.10 – CPs compostos com o CPR de material de reparo	60
Figura 3.11 – <i>Strain Gage</i>	61
Figura 3.12 – Posicionamento dos <i>Strain Gage</i> : (a) esquema de posicionamento dos SG; (b) SG colado no CP	61
Figura 3.13 – Conector <i>push-in</i>	62
Figura 3.14 – Montagem geral do ensaio: (a) visão geral; (b) conexão dos SAD com o switch	64
Figura 3.15 – Modelo geométrico para o SST	66
Figura 3.16 – Curva tensão-deformação à compressão do CPR proposta por Vanderlei (2004)	67
Figura 3.17 – Curva tensão-deformação à compressão do CPR proposta por Dong <i>et al.</i> (2019)	68
Figura 3.18 – Curva tensão-abertura de fissuras do CPR.....	69
Figura 3.19 – Malha de elementos finitos: (a) elemento C3D4; (b) malha desenvolvida.....	69
Figura 3.20 – Condições de apoio dos modelos numéricos	72
Figura 3.21 – Esquema do carregamento aplicado no modelo numérico.....	72
Figura 4.1 – Tipos de rupturas obtidas: (a) ruptura coesiva (Tipo A); (b) ruptura adesiva (Tipo B)	75
Figura 4.2 – Ruptura coesiva para o ângulo de 60° com R3 como material de reparo	79
Figura 4.3 – Critérios de ruptura experimental do SST.....	80
Figura 4.4 – Diagrama Deformação-Tempo durante o ensaio	81
Figura 4.5 – Carregamento x Deformação do CP de 60° de inclinação com material de reparo R1	82
Figura 4.6 – Carregamento x Deformação do CP de 65° de inclinação com material de reparo R1	83
Figura 4.7 – Carregamento x Deformação do CP de 70° de inclinação com material de reparo R1	83
Figura 4.8 – Carregamento x Deformação do CP de 60° de inclinação com material de reparo R2	84
Figura 4.9 – Carregamento x Deformação do CP de 65° de inclinação com material de reparo R2	84
Figura 4.10 – Carregamento x Deformação do CP de 70° de inclinação com material de reparo R2	85
Figura 4.11 – Carregamento x Deformação do CP de 60° de inclinação com material de reparo R3	85
Figura 4.12 – Carregamento x Deformação do CP de 65° de inclinação com material de reparo R3	86

Figura 4.13 – Carregamento x Deformação do CP de 70° de inclinação com material de reparo R3	86
Figura 4.14 – Influência da rigidez da interface na distribuição de tensões no CP.....	87
Figura 4.15 – Distribuição de tensões no ensaio para o ângulo de 60°	88
Figura 4.16 – Distribuição de tensões no ensaio para o ângulo de 65°	89
Figura 4.17 – Distribuição de tensões no ensaio para o ângulo de 70°	89
Figura 4.18 – Fraturas nos CPs no concreto base.....	90
Figura 4.19 – Distribuição de deformações no ensaio para o ângulo de 60°	91
Figura 4.20 – Distribuição de deformações no ensaio para o ângulo de 65°	91
Figura 4.21 – Distribuição de deformações no ensaio para o ângulo de 70°	92
Figura 4.22 – Pontos selecionados para determinar as tensões normal e de cisalhamento dos modelos numéricos	93
Figura 4.23 – Distribuição de tensões na interface para o ângulo de 60°	93
Figura 4.24 – Distribuição de tensões na interface para o ângulo de 65°	94
Figura 4.25 – Distribuição de tensões na interface para o ângulo de 70°	94
Figura 4.26 – Critério de ruptura numérico do SST	95
Figura 4.27 – Mecanismo de ruptura.....	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades do modelo constitutivo do concreto comprimido	42
Tabela 3.1 – Características físicas e mecânicas do Cimento CII-E-32.....	49
Tabela 3.2 – Características do agregado miúdo.....	49
Tabela 3.3 – Características do agregado graúdo.....	50
Tabela 3.4 – Características físicas e mecânicas do cimento CPV-ARI.....	51
Tabela 3.5 – Características da areia quartzosa.....	52
Tabela 3.6 – Características da sílica ativa.....	52
Tabela 3.7 – Características do pó de granito.....	53
Tabela 3.8 – Características do aditivo superplastificante	53
Tabela 3.9 – Traços em massa do substrato de concreto de 20 MPa	54
Tabela 3.10 – Traços em massa para os concretos de reparo de 30 MPa e 40 MPa	54
Tabela 3.11 – Traço em massa do CPR.....	56
Tabela 3.12 – Equipamentos utilizados no SST	62
Tabela 3.13 – Fatores avaliados	65
Tabela 3.14 – Parâmetros de entrada para o modelo CDP dos concretos convencionais	66
Tabela 3.15 – Dados dos concretos	67
Tabela 3.16 – Dados do CPR submetido à compressão	67
Tabela 3.17 – Dados do CPR submetido à tração	68
Tabela 3.18 – Quantidade de elementos de cada modelo numérico.....	70
Tabela 3.19 – Valores de rigidez tangencial da interface.....	71
Tabela 3.20 – Valores de entrada na propriedade <i>Damage</i>	71
Tabela 3.21 – Carregamentos aplicados nos modelos numéricos	73
Tabela 4.1 – Resistência à compressão dos substratos de concreto	74
Tabela 4.2 – Resistência à compressão dos concretos de reparo.....	74
Tabela 4.3 – Resultado do SST	76
Tabela 4.4 – Teste Tukey para o material de reparo no SST.....	76
Tabela 4.5 – Teste Tukey para o ângulo de inclinação da interface no SST.....	76
Tabela 4.6 – Teste Tukey para a interação Reparo*Ângulo no SST.....	77
Tabela 4.7 – Tensão Normal de ruptura do SST	78
Tabela 4.8 – Tensão de Cisalhamento de ruptura do SST.....	78
Tabela 4.9 – Propriedades do critério de ruptura experimental do SST.....	80

Tabela 4.10 – Propriedades do critério de ruptura numérico do SST.....	96
Tabela 4.11 – Diferença entre os critérios de ruptura experimental e numérico.....	96
Tabela A.1 – Resistência à compressão do concreto base para 30 MPa	107
Tabela A.2 – Resistência à compressão do concreto de reparo de 30 MPa	107
Tabela A.3 – Resistência à compressão do concreto base para 40 MPa	108
Tabela A.4 – Resistência à compressão do concreto de reparo de 40 MPa	108
Tabela A.5 – Resistência à compressão do concreto base para CPR	109
Tabela A.6 – Resistência à compressão do concreto de reparo de CPR	109
Tabela A.7 – Resultado experimental do SST.....	110
Tabela B.1 – ANOVA da resistência à compressão dos concretos de base	111
Tabela B.2 – Teste t de Student da resistência à compressão dos concretos de reparo.....	111
Tabela B.3 – ANOVA do SST	111

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT:	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ARI:	Alta Resistência Inicial
ASTM:	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BS:	British Standard
C-S-H:	Silicato de Cálcio Hidratado
C ₃ A:	Aluminato Tricálcio
CAD:	Concreto de Alto Desempenho
Ca(OH) ₂ :	Hidróxido de Cálcio
CC:	Concreto Convencional
CDP:	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CPR:	Concreto de Pós Reativos
CP:	Corpo de Prova
CUAD:	Concreto de Ultra-Alto Desempenho
FIB:	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
GPa:	Giga Pascal
MPa:	Mega Pascal
SST:	<i>Slant Shear Test</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	Objetivos.....	19
1.2	Justificativa e relevância do tema.....	19
1.3	Estrutura da Dissertação.....	20
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	21
2.1	Considerações gerais.....	21
2.2	Manifestações patológicas e reparo de estruturas de concreto armado	22
2.3	Concreto de Pós Reativos	24
2.3.1	Origem e aplicações	24
2.3.2	Materiais componentes do CPR	25
2.3.3	Incorporação de novos materiais no CPR	27
2.4	Aderência do concreto	28
2.4.1	Considerações	28
2.4.2	Ensaio de resistência de aderência	30
2.4	<i>Slant Shear Test</i>	31
2.5	Simulação numérica	38
2.5.1	Modelo constitutivo para o concreto.....	39
2.5.2	Modelo constitutivo para o CPR.....	45
2.5.3	Ligação entre as interfaces.....	46
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	48
3.1	Generalidades.....	48
3.2	Caracterização dos materiais utilizados para a produção do concreto convencional	48
3.2.1	Cimento	48
3.2.2	Agregado miúdo	49
3.2.3	Agregado graúdo	50

3.3 Caracterização dos materiais utilizados para a produção do CPR.....	51
3.3.1 Cimento	51
3.3.2 Areia Quartzosa	52
3.3.3 Sílica Ativa.....	52
3.3.4 Pó de granito	53
3.3.5 Aditivo superplastificante	53
3.4 Traços e produção dos concretos convencionais e do CPR.....	53
3.4.1 Concreto convencional.....	53
3.4.2 CPR	55
3.5 Produção dos modelos experimentais	56
3.5.1 Produção dos corpos de prova para o SST.....	56
3.5.2 Instrumentação dos corpos de prova	60
3.6 Ensaio dos modelos experimentais	62
3.6.1 Equipamentos utilizados	62
3.6.2 Procedimentos de ensaio	63
3.7 Análise estatística do SST.....	64
3.8 Características dos modelos de elementos finitos	65
3.8.1 Considerações gerais	65
3.8.2 Modelos constitutivos para o concreto convencional	66
3.8.3 Modelos constitutivos do CPR	67
3.8.4 Malha de elementos finitos	69
3.8.5 Interação das interfaces	70
3.8.6 Condições de contorno.....	71
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	74
4.1 Resistência à compressão dos concretos	74
4.1.1 Concreto base.....	74
4.1.2 Concreto de reparo	74

4.2 <i>Slant Shear Test</i> (SST)	75
4.2.1 Tensão de ruptura no SST	75
4.2.2 Tensão normal e cisalhamento na interface	77
4.2.3 Deformação da interface	81
4.3 Modelos numéricos	82
4.3.1 Reparo de 30 MPa	82
4.3.2 Reparo de 40 MPa	83
4.3.3 Reparo de CPR	85
4.3.4 Considerações	86
4.4 Distribuição de tensões e deformações nos corpos de prova.....	88
4.4.1 Tensão de compressão	88
4.4.2 Deformações	90
4.4.3 Tensão normal e de cisalhamento	92
4.5 Considerações acerca do mecanismo de ruptura.....	97
5 CONCLUSÕES	98
5.1 Conclusões gerais	98
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101
APÊNDICE A	107
APÊNDICE B	111

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto se deterioram com o tempo, portanto, deve-se dar atenção às possibilidades de surgirem manifestações patológicas na estrutura, uma vez que tais manifestações podem indicar falhas de concepção, de construção, manutenção e ou de uso, comprometendo o desempenho e a durabilidade da estrutura.

Para restabelecer o desempenho da estrutura e inibir o avanço de manifestações patológicas, normalmente são necessárias intervenções corretivas. Com o aumento das preocupações em se prolongar a vida útil das edificações, o ramo da engenharia que cuida da recuperação e reforço de estruturas, têm se mostrado um dos mais promissores. (SOUZA; RIPPER, 1998; VAYSBURD; EMMONS, 2000).

A identificação das fontes causadoras das manifestações patológicas é fundamental para a escolha das técnicas e dos materiais a serem utilizados no reparo da estrutura. A escolha correta dos materiais é um dos fatores principais para o sucesso de uma intervenção na estrutura (EMMONS; VAYSBURD, 1996; MORGAN, 1996).

O Concreto de Pós Reativos (CPR) é composto por uma mistura de pós cujos diâmetros máximos são inferiores a 2 mm, dentre os quais tem-se o cimento Portland, sílica ativa e pós minerais ultrafinos, e é produzido com uma baixa relação água/cimento, nesse contexto, o CPR mostra-se como uma boa opção de material a ser empregado como um material de reparo de estruturas de concreto. A ausência do agregado graúdo permite um refinamento da microestrutura do material, o que consequentemente influencia positivamente o seu desempenho. Este concreto também possui características como baixa permeabilidade e elevada resistência mecânica, e já foi utilizado com eficácia na recuperação de estruturas (BINA, 1999).

Uma das principais propriedades a ser verificada em um material que será utilizado como um elemento de reparo de estrutura é a aderência do material ao elemento a ser reparado, porém, não se encontra na literatura um consenso sobre qual seria o método mais adequado para avaliar esta propriedade. Dentre as possíveis formas de se avaliar, o *Slant Shear Test* (SST) é o método mais utilizado no âmbito internacional (SALDANHA *et al.*, 2013).

O presente trabalho visa estudar a influência da variação do ângulo de inclinação e da diferença de resistência entre os materiais, além do comportamento do CPR quando aderido a

outro material, analisando assim a possibilidade de utilizar este material como um material de reparo em estruturas de concreto armado. Busca-se também simular o comportamento do SST utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) a fim de compreender a influência dos parâmetros no SST e o comportamento do CPR neste ensaio.

1.1 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho foi a avaliação da influência da variação do ângulo de inclinação da interface na resistência de aderência do CPR ao substrato de concreto.

Os objetivos específicos foram:

- Avaliar a resistência de aderência entre os materiais de reparo e o substrato por meio do ensaio de resistência de aderência ao cisalhamento oblíquo por compressão para diferentes ângulos da interface e diferentes resistências à compressão;
- Avaliar o comportamento do ensaio de determinação da resistência de aderência ao cisalhamento oblíquo via Método dos Elementos Finitos para avaliar os fenômenos nos corpos de prova durante o ensaio e validar o modelo.

1.2 Justificativa e relevância do tema

Em pesquisas encontradas na literatura, até o presente momento, o CPR aparece como um material viável para o reparo de estruturas de concreto armado. Por isso, se faz necessário estudar as propriedades principais do CPR que são necessárias para sua aplicação como material de reparo.

Uma das principais características na recuperação de estruturas de concreto armado é a resistência de aderência entre o concreto antigo (Substrato) e o material de reparo. Porém, não há normas brasileiras específicas para determinação dessa propriedade do CPR.

Desta forma, é pertinente o estudo de ensaios que avaliam a resistência de aderência entre o CPR e o concreto do substrato. Apesar do SST ser o método de ensaio mais difundido no âmbito internacional, ainda existem muitas dúvidas sobre as variáveis envolvidas no ensaio, como o ângulo de inclinação da interface, rugosidade da superfície de contato entre os materiais, diferença de resistência entre os materiais e do módulo de elasticidade dos materiais, entre outras.

Com os avanços computacionais, a simulação numérica pelo Método dos Elementos Finitos se tornou um recurso utilizado com muita frequência. Em função disso, é pertinente o desenvolvimento de modelos a fim de comparar os seus resultados com aqueles obtidos experimentalmente, e avaliar os fenômenos que ocorreram até o colapso.

O presente trabalho visa contribuir com a linha de pesquisa relacionada à área de reparo de estruturas de concreto armado, avaliando o comportamento do CPR como um novo material de reparo e aperfeiçoando o ensaio utilizado para verificar a resistência de aderência entre dois materiais distintos, no âmbito da Área de Concentração em Engenharia da Construção do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFV.

1.3 Estrutura da Dissertação

No Capítulo 2 apresenta-se a fundamentação teórica para o desenvolvimento desta pesquisa. Inicialmente, é apresentado resumidamente um conceito sobre as manifestações patológicas em estruturas de concreto armado e as propriedades gerais dos materiais a serem utilizados para o reparo dessas estruturas. Em seguida é apresentada uma conceituação do CPR, como surgiu, as características dos materiais componentes e estudos realizados substituindo algum componente por outro. Após, é apresentado o funcionamento da aderência do concreto, seguido da apresentação do *Slant Shear Test*, e estudos de outros autores que utilizaram este ensaio. Por fim, são apresentadas as propriedades utilizadas nos modelos numéricos desenvolvidos.

No Capítulo 3 é descrito o programa experimental, apresentando os materiais utilizados e suas propriedades, também são descritos os processos utilizados e montagem dos ensaios. Além disso, é apresentado o desenvolvimento dos modelos numéricos.

No Capítulo 4, primeiramente são apresentados os resultados experimentais do *Slant Shear Test*, a análise estatística dos resultados e a discussão dos valores obtidos. Em seguida são apresentados os resultados obtidos com os modelos numéricos, comparando com os resultados obtidos experimentalmente e fazendo-se uma discussão dos resultados.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões gerais e sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Considerações gerais

Nos itens seguintes deste capítulo são apresentados os fundamentos teóricos essenciais para desenvolvimento do presente trabalho. Apresenta-se um breve conceito de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado e relatos sobre a origem, composição e utilização do concreto de pós reativos. Em seguida apresentam-se os fundamentos relacionados à aderência entre concreto antigo e concreto novo e os procedimentos para avaliação dessa propriedade.

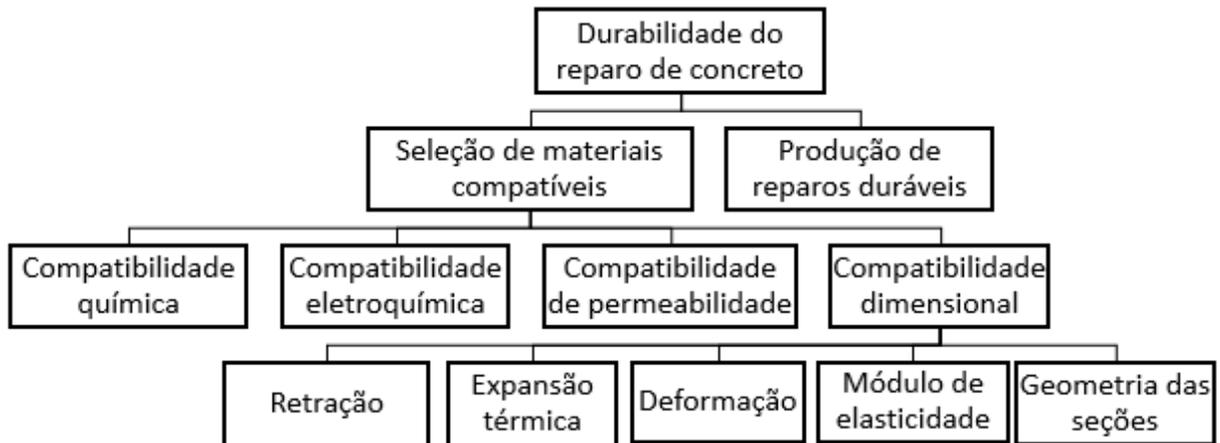
O concreto apresenta características como baixa resistência à tração e ao impacto, elevada fragilidade e facilidade de fissuração, que acarretam problemas como deterioração e comprometimentos estruturais do concreto armado. Consequentemente, há uma maior demanda para manutenção e reabilitação desse tipo de estrutura (WANG *et al.* 2018).

Morgan (1996) afirma que não existe um material ideal para ser usado como material de reparo, para cada tipo de reparo há um material mais adequado para a situação, é função do projetista avaliar as condições em que o material será exposto e também a compatibilidade entre o material de reparo com o concreto base.

A compatibilidade pode ser definida como o equilíbrio de propriedades e dimensões físicas, químicas e eletroquímicas, entre materiais de reparo e o concreto existente, que asseguram que uma estrutura reparada resista a todas as tensões ocasionadas por cargas, mudanças de volume e efeitos químicos e eletroquímicos sem deterioração durante um período designado de tempo (EMMONS; VAYSBURD, 1996).

Os fatores que afetam a compatibilidade, de acordo com Morgan (1996), são apresentados na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Fatores que afetam a durabilidade dos reparos do concreto



Fonte: Morgan (1996).

Segundo Morgan (1996), a característica mais importante de um material de reparo é a capacidade de a área reparada suportar variações volumétricas sem perder a aderência. Essa capacidade é comumente caracterizada como compatibilidade dimensional.

No contexto de recuperação de estruturas de concreto, devido às suas características físicas, químicas e mecânicas, o Concreto de Pós Reativos (CPR) pode ser entendido como uma alternativa de material de reparo de estruturas de concreto. Lee, Wang e Chiu (2007), em seu estudo, avaliaram a utilização do CPR como um material de reparo, analisando a aderência do CPR com materiais de diferentes resistências de compressão axial e sua durabilidade, mostrando que o CPR apresenta um potencial como material de reparo.

Uma das formas de avaliar a resistência de aderência é por cisalhamento oblíquo por compressão, sendo o ensaio de reconstituição do prisma, denominado *Slant Shear Test* (SST), o método mais popular usado em laboratório para avaliar a aderência entre dois concretos (DIAB; ELMOATY; ELDIN, 2017).

2.2 Manifestações patológicas e reparo de estruturas de concreto armado

As estruturas de concreto se deterioram com o tempo, podendo não alcançar a vida útil para a qual foram projetadas. Dentre os principais fatores que podem vir a acarretar a deterioração da estrutura, tem-se: projetos mal feitos, execução errônea, utilização de materiais de baixa qualidade, mão de obra não qualificada, falta de manutenção preventiva e uso inadequado da construção. Com o tempo, a estrutura pode vir a apresentar sintomas que indicam

um comportamento não previsto, que são chamadas de manifestações patológicas (SOUZA; RIPPER, 1998).

A ABNT NBR 15575-1:2013 define desempenho como sendo o comportamento em uso de uma edificação e de seus sistemas, e durabilidade da estrutura como a capacidade da edificação, ou de seus sistemas, de desempenharem suas funções ao longo do tempo sob condições de uso e manutenção especificadas. Quando ocorrem manifestações patológicas, são necessárias realizações de reparos na estrutura.

A qualidade do reparo em estruturas de concreto armado depende da identificação precisa da causa da manifestação patológica presente na estrutura. Porém, na construção civil, muitos profissionais são incapazes de estimar a localização, a taxa e a gravidade da deterioração da estrutura e de determinar a causa da manifestação patológica (ZANOTTI; BANTHIA; PLIZZARI, 2014).

Caso a execução do reparo da estrutura seja realizada de forma errônea, ou a utilização do material de reparo seja inadequada para determinada situação, tem-se o risco de se perder a eficiência do reparo realizado. Portanto, ao definir o método de execução do reparo, deve-se ficar atento à seleção dos materiais a serem utilizados (SOUZA; RIPPER, 1998).

Dentre os materiais utilizados para reforço ou de recuperação estrutural, o maior destaque vai para os concretos e argamassas. Para considerá-los como materiais de recuperação, é necessário estudar os seus componentes, com enfoque em algo diferente do tradicional, explorando as várias vantagens desses materiais, o que deve ser feito de forma consciente e específica para cada caso (SOUZA; RIPPER, 1998).

Ainda segundo Souza e Ripper (1998), a sílica ativa modifica várias propriedades do concreto devido à forma das partículas e à sua extrema finura. Comparados aos concretos comuns, os concretos com sílica ativa apresentam as seguintes vantagens:

- maiores resistências à compressão e à tração;
- menor permeabilidade, porosidade e absorção;
- maiores resistências à abrasão e à erosão;
- maior resistência a ataques químicos, como de sulfatos e de cloretos;
- maior aderência entre o concreto novo e o concreto antigo.

2.3 Concreto de Pós Reativos

2.3.1 Origem e aplicações

Segundo Richard e Cheyrezy (1995), Eugène Freyssinet demonstrou na década de 30 que aplicar pressão no concreto fresco durante a moldagem proporciona um ganho de resistência à compressão do concreto. Na década de 60, concretos submetidos à pressão durante a moldagem e submetidos também à cura térmica atingiram resistência à compressão de 650 MPa.

Por meio de pesquisas realizadas desde 1990, o concreto de pós reativos (CPR) foi desenvolvido por um grupo de pesquisadores da École Centrale de Nantes e da École Nationale Supérieure de Cachan, na França, e posteriormente, junto do grupo de pesquisadores da Université de Sherbrooke, no Canadá, houve um avanço nos estudos desse material e sua primeira aplicação foi na passarela Sherbrooke (GUSMÃO, 2017).

O CPR foi desenvolvido através de técnicas de aprimoramento da microestrutura dos materiais cimentícios, possuindo uma homogeneidade do tamanho das partículas em comparação a um concreto convencional, tornando-o um material com o mínimo de defeitos, como microfissuras e poros capilares (CHAN; CHU, 2004; RICHARD; CHEYREZY, 1995; YAZICI *et al.*, 2009). É caracterizado por uma elevada resistência à compressão, podendo atingir resistências superiores à 200 MPa, energia de fratura entre 1000 J/m² e 40000 J/m² e módulo de elasticidade entre 50 GPa e 60 GPa (BONNEAU *et al.*, 2000; RICHARD; CHEYREZY, 1995; VANDERLEI, 2004; YAZICI; DENIZ; BARADAN, 2013).

O CPR é composto basicamente de materiais finos, com partículas de tamanho inferior a 2 mm, como cimento Portland, areia de quartzo, pó de quartzo e sílica ativa, além de aditivo superplastificante e uma relação água/cimento muito baixa.

Segundo Richard e Cheyrezy (1995), é conveniente seguir alguns princípios para obtenção do CPR:

- aumento da homogeneidade pela eliminação do agregado graúdo;
- aumento da compacidade pela otimização granulométrica e aplicação de pressão antes e depois da pega;
- progresso da microestrutura pelo tratamento térmico após o endurecimento;

- melhoria da ductilidade pela incorporação de fibras de aço;
- manter os procedimentos de mistura e moldagem tão próximos quanto possível dos padrões existentes.

Devido às suas características de reduzida permeabilidade, este material está sendo usado em túmulos destinados a armazenamento de rejeitos radioativos (baixa permeabilidade à radioatividade e longa durabilidade quanto à emissão). Além disso, o CPR tem sido utilizado com bastante eficácia na recuperação de pontes, viadutos, em obras de distribuição de águas, de tratamento de rejeitos, de exploração mineral, em equipamentos hidráulicos, em indústrias de vários segmentos (BINA, 1999; MOURA, 2009).

2.3.2 Materiais componentes do CPR

A granulometria dos materiais é fundamental para o CPR, visto que umas das principais razões pela qual esse material possui as características citadas anteriormente é sua microestrutura densa, que é obtida pelo empacotamento das partículas somado à baixa relação água/cimento da mistura. O empacotamento possui maior eficiência quando a faixa granulométrica de um material complementa a outra, que resulta em um melhor empacotamento dos grãos (BONNEAU *et al.*, 2000).

São apresentadas a seguir as principais características dos materiais que compõem o CPR:

CIMENTO

Para a produção do CPR é indispensável que o cimento utilizado possua uma resistência mecânica elevada. Além disso, é fundamental que seja verificada a compatibilidade entre o cimento e o aditivo superplastificante utilizado, de forma que possa ser garantida uma baixa relação água/cimento da mistura (VANDERLEI, 2004; GUSMÃO, 2017).

Segundo Richard e Cheyrezy (1995), para a produção do CPR são indicados cimentos com baixo teor de Aluminato Tricálcio (C_3A), visto que esse teor influencia no efeito do aditivo superplastificante. Além disso, cimentos com elevada finura apresentam resultados insatisfatórios, devido à alta demanda de água para sua hidratação.

Ainda segundo Richard e Cheyrezy (1995), o melhor cimento para a produção do CPR, em termos de características reológicas e desempenho mecânico, é o que possui alto módulo de

sílica, entretanto, esse tipo de cimento tem uma taxa lenta de pega, o que pode comprometer seu uso para determinadas aplicações. De acordo com Biz (2001) o cimento comumente utilizado pelos autores é o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) sem adições.

AREIA

Ao definir a areia a ser utilizada na produção do CPR, deve-se verificar alguns parâmetros do material, como a composição granulométrica, o diâmetro médio dos grãos, forma das partículas e composição mineral (RICHARD; CHEYREZY, 1995; VANDERLEI, 2004).

Richard e Cheyrezy (1995) recomendam utilizar areias que possuem grãos com diâmetros máximos de 600 μm e mínimos de 150 μm . Em sua pesquisa foram utilizadas partículas com diâmetro médio de 250 μm . Porém, há estudos que utilizam areias fora desse intervalo de tamanho de grãos. Yunsheng *et al.* (2008) utilizaram uma areia natural de rio, menos dispendiosa, com diâmetro máximo dos grãos de 3000 μm .

Com relação à composição mineral, recomenda-se utilizar a areia quartzosa, visto que o quartzo é um mineral que oferece vantagens como uma elevada dureza, que contribui para a resistência do CPR, além de apresentar uma excelente interface pasta/agregado e ser facilmente encontrado a baixo custo (RICHARD; CHEYREZY, 1995).

SÍLICA ATIVA

De acordo com Richard e Cheyrezy (1995), a sílica ativa utilizada na produção do CPR possui três funções principais:

- preencher os vazios dos materiais com faixa de diâmetros de partículas superior;
- aprimoramento das propriedades reológicas devido ao efeito de lubrificação resultante da esfericidade perfeita das partículas do material;
- produção de hidratos secundários pela reação pozolânica com a cal originária da hidratação primária.

Além disso, Chan e Chu (2004) concluíram em seu estudo que, quando há incorporação de fibras de aço ao CPR, a adição de sílica ativa na matriz do material acarreta uma notável melhora nas características de ligação entre a matriz e as fibras.

PÓ DE QUARTZO

O pó de quartzo é adicionado no CPR para completar o fechamento do pacote granulométrico e intensificar as atividades pozolânicas quando o CPR é submetido à cura térmica (RICHARD; CHEYREZY, 1995). O calor proveniente da cura térmica promove reações que consomem o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) originários da hidratação do cimento, produzindo silicato de cálcio hidratado (C-S-H) em maior quantidade e tamanho superior ao original proveniente da hidratação do cimento (BIZ, 2001).

ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

O aditivo superplastificante é fundamental para garantir a baixa relação a/c e boa plasticidade da mistura (BIZ, 2001). Os aditivos utilizados para a produção do CPR, atualmente, são os superplastificantes de 3ª geração.

2.3.3 Incorporação de novos materiais no CPR

O custo de produção do CPR tradicional é alto, além do elevado custo dos materiais e as técnicas de produção empregadas, como os rigorosos regimes de cura, demandam um alto consumo de energia, limitando muito o seu desenvolvimento comercial e aplicação prática (FEYLESSOUFI *et al.*, 1997; AİTCIN, 2000; YAZICI *et al.*, 2009; YUNSHENG *et al.*, 2008).

Tendo em vista esse cenário, alguns pesquisadores têm substituído os materiais comumente usados na produção do CPR por materiais de menor custo com o intuito de tornar a produção do CPR menos dispendiosa.

No trabalho desenvolvido por Yunsheng *et al.* (2008), reduziu-se de 50 a 60% do cimento Portland por misturas minerais menos custosas, como cinzas volantes, escória, uma pequena dosagem de sílica ativa e areia natural de rio. Foram obtidas resistências à compressão superiores à 200 MPa, resistência à flexão de 60 MPa e energia de fratura de 31300 J/m².

Yazici *et al.* (2010) reduziram a quantidade de cimento utilizado na produção do CPR, substituindo por escória granulada de alto forno com diferentes proporções. O consumo de cimento na mistura foi reduzido até 376 kg/m³, que é um valor consideravelmente inferior aos valores convencionais, que são de 800-1000 kg/m³. As resistências à compressão obtidas também foram superiores à 200 MPa.

Yanzhou *et al.* (2015) adicionaram à mistura do CPR fósforo de escória de forno elétrico com o intuito de reduzir o consumo de cimento e sílica ativa da mistura, obtendo resistências à compressão de 187 MPa e resistência à flexão de 29,7 MPa.

Visando a questão ambiental, Zhu *et al.* (2016) adicionaram à mistura do CPR pó reciclado de tijolos de argila e de materiais cimentícios sólidos, mostrando que a adição desses materiais não influencia significativamente as propriedades mecânicas do CPR.

Machado (2019) obteve resultados que indicam que é possível substituir o pó de quartzo por resíduos originários do corte de granito, uma vez que o granito, em termos geológicos, é uma rocha ígnea, constituída predominantemente por minerais quartzosos.

2.4 Aderência do concreto

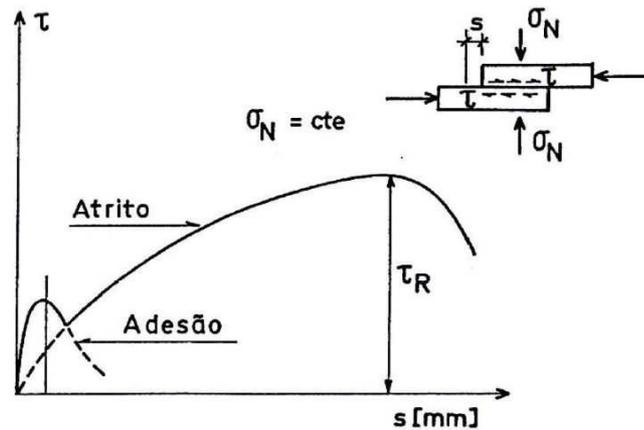
2.4.1 Considerações

Desde o início do uso de armaduras de aço no concreto, tem-se realizado diversas pesquisas relacionadas à aderência do concreto. O estudo da aderência tem por finalidade avaliar a transmissão de esforços que se desenvolvem nas ligações dos materiais envolvidos.

Em muitas situações onde há o reparo ou reforço de estruturas de concreto armado, tem-se a necessidade de colocar um concreto novo sobre o concreto já existente. A resistência de aderência entre um concreto antigo com um concreto novo é um fator fundamental no processo de reparação da estrutura de concreto armado (DIAB; ELMOATY; ELDIN, 2017).

Segundo Souza (1990), a aderência entre um concreto e o reparo, sem utilização de armaduras, ocorre inicialmente devido à adesão e posteriormente ao atrito (Figura 2.2).

Figura 2.2 – Mecanismo de aderência entre concretos



Fonte: Souza, 1990.

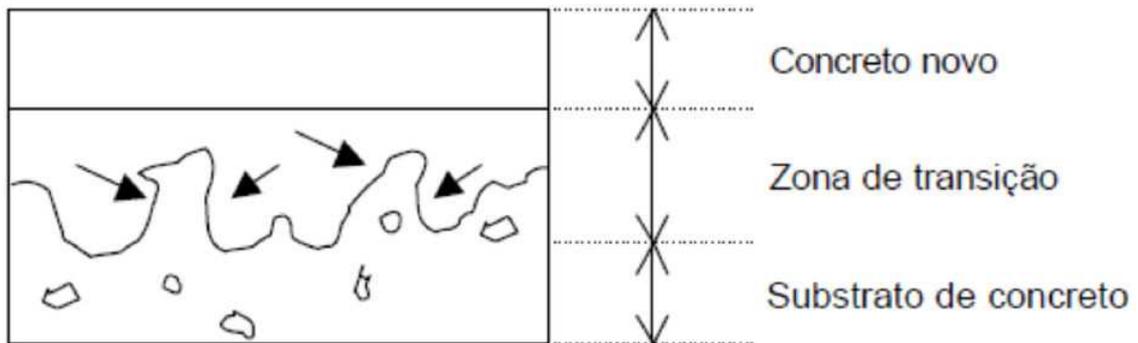
A adesão é um fenômeno físico-químico que se desenvolve na interface entre os concretos durante as reações de hidratação do cimento, gerando uma ação de colagem. A força de adesão está relacionada com as forças de atração entre as moléculas do concreto novo e o concreto velho (SOUZA, 1990; GUSMÃO, 2017).

Segundo Souza (1990), a adesão é influenciada pelos seguintes fatores:

- rugosidade da superfície de contato;
- tratamento da superfície de contato;
- uso de agentes adesivos;
- forma como o material de reparo foi aplicado.

O atrito é um fenômeno mecânico que se manifesta quando a adesão é rompida, desde que haja tensões de compressão transversais provocadas por ações externas, retração ou expansão do concreto. Em uma superfície reparada, o atrito entre os materiais ocorre devido às saliências na superfície de reparo, que proporcionam um intertravamento mecânico entre os materiais em uma região denominada zona de transição (Figura 2.3). Nessa região são formados consoles de concreto que são solicitados ao cisalhamento e à compressão antes de ocorrer o deslizamento relativo entre os materiais (EMMONS; VAYSBURD, 1996).

Figura 2.3 – Esquema da zona de transição entre o concreto antigo e o material de reparo



Fonte: Emmons e Vaysburd, 1996 (Adaptado).

O atrito em uma situação de reparo pode ser influenciado pelos seguintes fatores (Souza, 1990):

- forma e tamanho dos agregados;
- rugosidade da superfície reparada;
- resistência à compressão do concreto;
- tensão de compressão aplicada externamente à ligação;
- existência de cargas cíclicas.

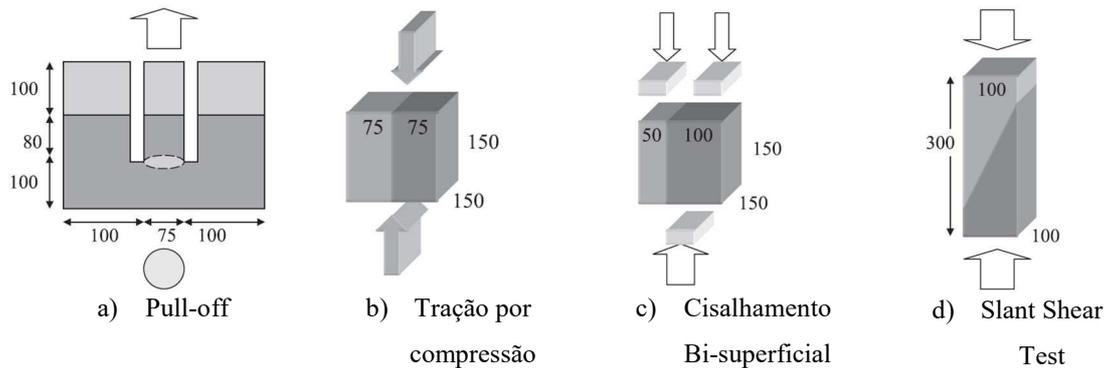
2.4.2 Ensaios de resistência de aderência

Momayez *et al.* (2005) apresentam três categorias de ensaio para verificar a resistência de aderência entre materiais distintos. A primeira categoria de ensaios verifica a resistência de aderência sobre tensões normais, sendo o mais comum o *Pull-off* (Figura 2.4.a), no qual é aplicado um esforço de tração direta para separar as superfícies dos materiais. Ainda dentro dessa categoria, há o ensaio de tração por compressão (Figura 2.4.b), que consiste na aplicação de uma carga compressiva longitudinal em um prisma com seção transversal circular ou quadrada.

A segunda categoria de ensaios verifica a resistência de aderência através de tensões de cisalhamento, sendo chamado de método de cisalhamento direto. Momayez *et al.* (2005) desenvolveram um novo método denominado Cisalhamento Bi-superficial, como mostrado na Figura 2.4.c.

A terceira categoria determina a resistência de aderência por cisalhamento oblíquo por compressão, sendo o ensaio de reconstituição do prisma, ou do cilindro, denominado *Slant Shear Test* (Figura 2.4.d), o mais difundido.

Figura 2.4 – Ensaios de resistência de aderência entre dois materiais (dimensões em mm)



Fonte: Momayez *et al.* (2005).

2.4 Slant Shear Test

O ensaio pelo método do *Slant Shear Test* (SST) é realizado em um prisma retangular ou cilíndrico feito de duas metades idênticas ligadas por um ângulo de inclinação da interface e ensaiados sob compressão axial, esse ensaio tornou-se o teste mais amplamente aceito e foi adotado por uma série de códigos internacionais como um teste para avaliar o vínculo de materiais de reparação resinosos com substratos de concreto, podendo-se citar a ASTM C882:2013 e a BS EN 12615:1999. No entanto, não existe um consenso geral entre os pesquisadores quanto à adequação desse ensaio para materiais não resinosos (MOMAYEZ *et al.*, 2005; SALDANHA *et al.*, 2013).

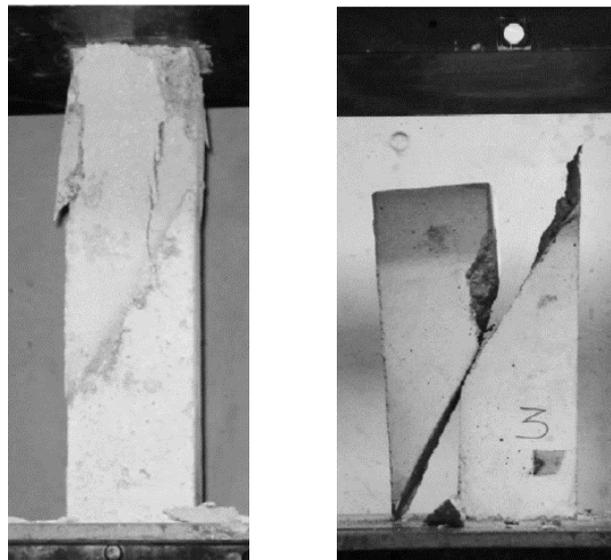
De acordo com Saldanha *et al.* (2013), a utilização do SST deve-se principalmente pela simplicidade da configuração experimental e alta sensibilidade às variações nos parâmetros de influência, como:

- geometria dos corpos de prova (ângulo de cisalhamento, altura e largura da seção transversal);
- rugosidade da interface entre os materiais;
- diferença de rigidez e de retração dos materiais;
- uso de agentes de ligação na interface entre os materiais.

Além de determinar a resistência de aderência de cisalhamento oblíquo, a BS EN 12615:1999 determina que seja realizada a caracterização do tipo de ruptura no ensaio, sendo previstos os seguintes tipos de ruptura:

- Tipo A: ruptura monolítica em um dos dois substratos de concreto (chamado de ruptura coesiva por outros autores), onde há a ruptura por esmagamento do material menos resistente (Figura 2.5.a);
- Tipo B: ruptura adesiva na interface entre os materiais (Figura 2.5.b);
- Tipo C: ruptura monolítica do adesivo utilizado para ligação de dois materiais distintos;
- Tipo D: ruptura adesiva em ambas interfaces entre concreto e adesivo.

Figura 2.5 – Tipos mais comuns de falhas no SST: (a) falha coesiva; (b) falha adesiva



(a)

(b)

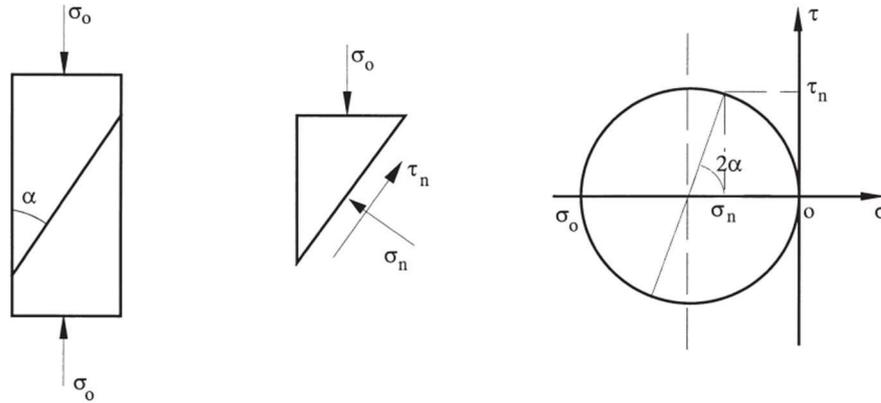
Fonte: Saldanha *et al.* (2013).

De acordo com Gusmão (2017), quando o trabalho consiste em avaliar a aderência entre um concreto base e um concreto de reparo sem a utilização de adesivos na interface de contato dos materiais, pode-se descartar as rupturas do Tipo C e do Tipo D.

Ainda segundo Gusmão (2017), o SST é um ensaio importante para verificação da resistência de aderência, pois simula uma situação comum em elementos de concreto reparados, nos quais a força de compressão atua sobre uma superfície inclinada, onde há tensões normais e de cisalhamento.

Austin, Robins e Pan (1999) dizem que a Teoria de Mohr–Coulomb pode ser utilizada para descrever a falha de adesão na qual ocorre a ruptura por cisalhamento se as seguintes condições mostradas na Figura 2.6 e nas Equações (1) e (2) forem satisfeitas.

Figura 2.6 – Princípio do SST e estado de tensões na interface deduzido pelo círculo de Mohr



Fonte: Austin, Robins e Pan (1999).

$$\tau_n = c + \mu \sigma_n \quad (1)$$

$$\tau_n = c + \tan(\phi) \sigma_n \quad (2)$$

onde:

τ_n : tensão de cisalhamento atuante na interface de contato;

σ_n : tensão normal atuante na interface de contato;

μ : coeficiente de atrito;

ϕ : ângulo de atrito interno [$\phi = \tan^{-1}(\mu)$];

c : adesão (tensão de cisalhamento pura);

Observando a Figura 2.6, é possível obter as seguintes relações (Equações 3 e 4):

$$\tau_n = 0,5 \sigma_0 \text{sen}(2\alpha) \quad (3)$$

$$\sigma_n = \sigma_0 \text{sen}^2(\alpha) \quad (4)$$

onde α é o ângulo de inclinação da interface de contato dos materiais, em relação a vertical, e σ_0 é a tensão necessária para produzir uma ruptura por cisalhamento, que é mostrada na seguinte equação (Equação 5):

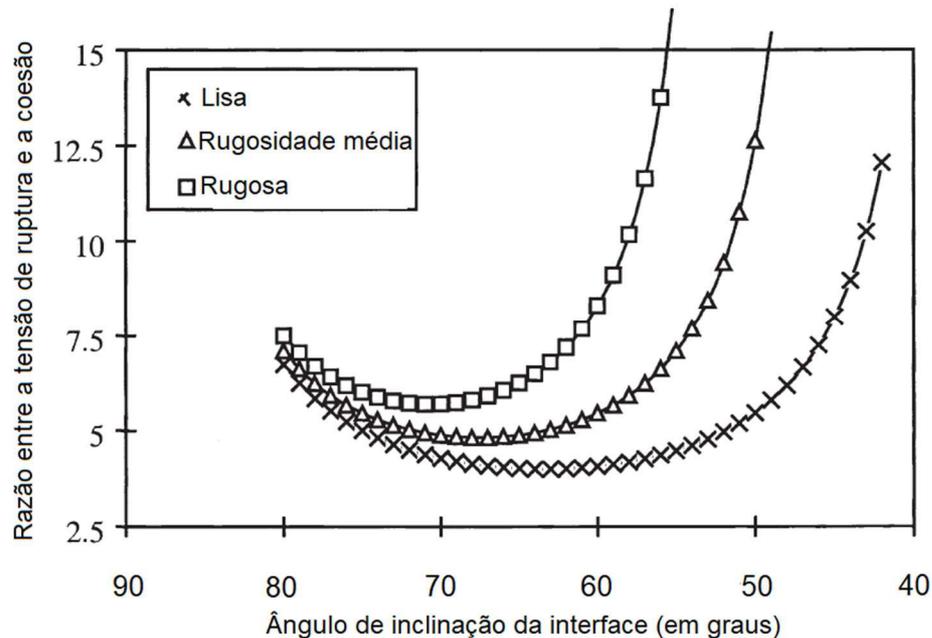
$$\sigma_0 = c[\cot \alpha + \tan(\phi + \alpha)] \quad (5)$$

sendo que o valor de adesão (C) pode ser obtido pela Equação 5.

Segundo Austin, Robins e Pan (1999), o coeficiente de atrito (μ) já foi estudado por diversos autores, mostrando que, para superfícies sem rugosidade, o valor do coeficiente varia de 0,7 a 0,8, para superfícies consideradas mediamente rugosas o valor é de 1,0 e superfícies rugosas os valores de coeficiente de atrito se situam entre 1,1 e 1,4.

Utilizando valores para o coeficiente de atrito de 0,75, 1,0 e 1,25, para superfícies lisas, mediamente rugosas e rugosas, respectivamente, Austin, Robins e Pan (1999) analisaram os ângulos críticos de inclinação da interface, onde a razão entre a tensão de ruptura e a coesão é menor (Figura 2.7). Todos os ângulos apresentados neste trabalho são em relação à horizontal.

Figura 2.7 – Influência do ângulo de inclinação da interface com a horizontal e rugosidade na tensão de ruptura



Fonte: Austin; Robins; Pan (1999) (Adpatado).

Observou-se que para as superfícies lisas, mediamente rugosas e rugosas, obteve-se ângulos críticos de 63°, 67° e 71°, com a horizontal, respectivamente. Uma inclinação da interface de 60°, como indicado na BS EN 12615:1999, para uma superfície lisa, é próximo do ângulo crítico, então a possibilidade de se obter uma ruptura na interface é maior. Porém, para o ângulo de 60°, possuindo uma superfície rugosa, é provável que ocorra a ruptura do material menos resistente, visto que a tensão de ruptura para romper na interface é maior.

Robins e Austin (1995) produziram corpos de prova (CPs) prismáticos (150 x 55 x 50 mm) com ângulo de inclinação da interface de 60° com a horizontal. Foram analisados diferentes tipos de preparação da superfície de contato dos materiais. As superfícies analisadas foram superfícies lisas e rugosas, estando secas ou molhadas. Constatou-se que as rupturas na interface ocorreram apenas nas superfícies lisas, qualquer incremento de rugosidade acarretava na ruptura por esmagamento do material menos resistente. O fato da superfície estar molhada ou seca não afetou de forma significativa os resultados obtidos.

Clímaco e Regan (2001) desenvolveram em sua pesquisa corpos de prova prismáticos com um concreto de resistência característica de 65 MPa, produzindo dois tipos diferentes de corpos de prova. A preparação da superfície foi feita com ranhuras, considerada de média rugosidade pelos autores, que representa melhor as situações de reparo de estruturas de concreto. Uma série de corpos de prova prismáticos foram desenvolvidos com dimensões de 150 x 150 x 1000 mm. Os ângulos de inclinação da interface dessa série de CPs foram de 70°, 63,3° e 90° com a horizontal. A outra série de CPs prismáticos foram produzidos com as dimensões de 102 x 102 x 305 mm, e os ângulos de inclinação da interface foram de 60° e 70° com a horizontal. Os ângulos adotados tiveram como objetivo obter falhas adesivas na interface, porém, foram obtidas rupturas coesivas em alguns CPs, o que indica a influência do preparo da superfície no ensaio.

Júlio *et al.* (2006) avaliaram a influência da resistência do concreto de reparo na aderência entre um material de reparo com um material de base. Foram produzidos CPs prismáticos (20 x 20 x 40 cm) com ângulo de inclinação de 60° com a horizontal, sendo o material de base de 30 MPa, e os materiais de reparo de 30 MPa, 50 MPa e 100 MPa. Foram observadas rupturas coesivas para os materiais de reparo de 50 MPa e 100 MPa.

Além disso, Júlio *et al.* (2006) desenvolveram modelos numéricos do SST em 2D, e constataram que a distribuição de tensões normal e de cisalhamento na interface é menos uniforme quanto maior for a resistência do material de reparo, apresentando uma diferença aproximada de 4,5 MPa e 12 MPa de tensões normal e de cisalhamento, respectivamente, entre os extremos da interface. O critério de ruptura desenvolvido pelos autores indica uma menor coesão e um maior coeficiente de atrito para o material de reparo mais resistente.

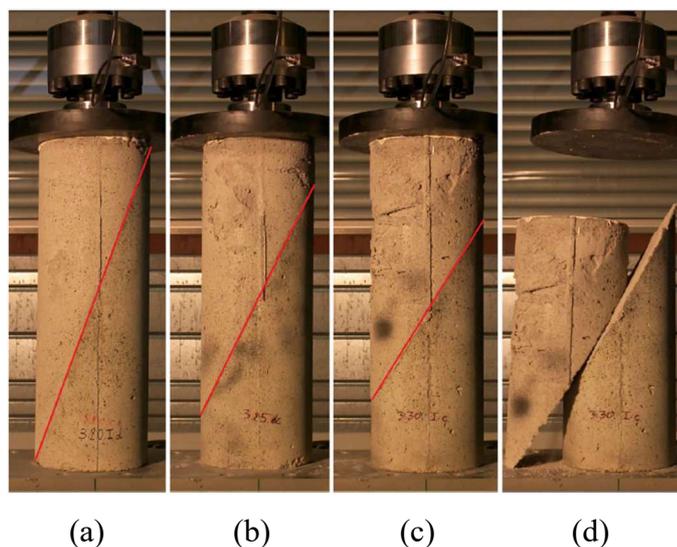
Lee, Wang e Chiu (2007) realizaram um estudo avaliando a utilização do CPR como um novo material de reparo. Foram realizados os ensaios de SST em corpos de prova que foram

submetidos a ciclos de gelo e degelo. Em seu trabalho foram utilizados CPs cilíndricos (50 x 100 mm), um ângulo de inclinação da interface de 45° e preparação da superfície com jatos de areia. Com essa configuração de ensaio, os autores obtiveram apenas rupturas coesivas independente do concreto base, quando utilizado o CPR como material de reparo, e o fato de ter sido submetido ao ciclo de gelo e degelo não alterou o tipo de ruptura.

De acordo com Zanotti, Banthia e Plizzari (2014), é recomendável variar o ângulo do ensaio para uma melhor compreensão do comportamento da ligação entre os materiais. Em seu trabalho foram utilizados diferentes CPs cilíndricos, de acordo com o ângulo de inclinação da interface. Para o ângulo de 70° foram utilizados CPs cilíndricos de 62 x 295 mm, para o ângulo de 65° foram utilizados CPs cilíndricos de 62 x 257 mm, e para o ângulo de 60° foram utilizados CPs cilíndricos de 75 x 280 mm, sendo os ângulos em relação à horizontal. O tratamento da superfície foi com jato de areia. Constatou-se que quanto menor o ângulo com a vertical, menor é a resistência ao cisalhamento, evitando assim uma ruptura coesiva.

Eymard *et al.* (2015) estudaram o comportamento mecânico de uma solução de isolamento térmico quando colocado por cima de uma estrutura de concreto. Para verificar a aderência do material foi utilizado o SST. Foram adotados ângulos de 70°, 65° e 60°, com a horizontal, em seus estudos, utilizando CPs cilíndricos (200 x 550 mm). A preparação da superfície foi realizada com uma escova de aço para aumentar a rugosidade na interface. Com exceção de uma amostra, todos os CPs apresentaram uma ruptura por cisalhamento na interface de contato (Figura 2.8).

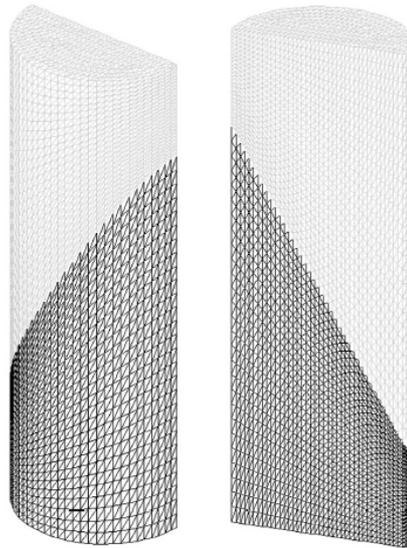
Figura 2.8 – CPs com ângulos de inclinação da interface com a horizontal de 70° (a), 65° (b), 60° (c) e ruptura por cisalhamento da interface (d)



Fonte: Eymard *et al.* (2015).

Eymard *et al.* (2015) desenvolveram um modelo tridimensional de elementos finitos, com elementos tetraédricos (Figura 2.9), considerando um comportamento elástico para o concreto. Na interface foram utilizados elementos de JOINT¹, sendo regido pelo critério de Coulomb.

Figura 2.9 – Modelo de elementos finitos tridimensional com elementos tetraédricos



Fonte: Eymard *et al.* (2015).

Segundo Eymard *et al.* (2015), o modelo desenvolvido permitiu concluir que o teste para avaliar a resistência ao cisalhamento é válido se forem considerados pelo menos três ângulos diferentes de inclinação da interface. Porém, as análises indicaram uma maior concentração de tensões na parte superior do CP, o que pode influenciar na análise de alguns parâmetros, principalmente quando há uma diferença significativa das propriedades mecânicas dos dois materiais.

Diab, Elmoaty e Eldin (2017) analisaram a adesão entre um concreto autoadensável e um concreto antigo. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 150 x 300 mm e 75 x 150 mm, e corpos de prova prismáticos com dimensões de 100 x 100 x 400 mm e 200 x 200 x 500 mm. O ângulo de inclinação da interface foi de 60° com a horizontal. A resistência do concreto do substrato aos 28 dias foi de 25 MPa e as resistências do concreto autoadensável foram de 35 MPa, 37 MPa e 42,5 MPa, respectivamente. O preparo da superfície consistiu em ranhuras de 3 mm e 6 mm de profundidade. Além disso, foi avaliada a influência

¹ O elemento Joint permite uma interação entre nós que são (quase) coincidentes e que representam uma junta com rigidez interna e/ou amortecimento para que um nó possa deslocar e girar levemente em relação ao outro nó (SIMULIA, 2012).

dos agentes adesivos na interface entre o concreto do substrato e o concreto autoadensável. Os autores constataram que a resistência de aderência na interface no ensaio é afetada pela geometria dos CPs, e que os resultados obtidos com os CPs cilíndricos de 150 x 300 mm possuem menor coeficiente de variação quando comparados com os outros CPs utilizados. Além disso, os CPs com ranhuras de 6 mm apresentaram uma resistência de aderência superior aos CPs com ranhuras de 3 mm na superfície.

Gusmão (2017) avaliou o CPR como material de reparo de estruturas realizando ensaios de resistência de aderência. Além do ensaio de resistência ao cisalhamento oblíquo por compressão, realizou ensaios de cisalhamento na flexão, de cisalhamento direto e de tração direta. Para realização do SST, foram produzidos CPs prismáticos (100 x 100 x 400) com superfície inclinada a 60° com a horizontal, e dois tipos de CPs cilíndricos (150 x 300 mm) e (100 x 200 mm) com superfície inclinada a 30° com a horizontal, utilizando o CPR como material de reparo. Foram observadas apenas rupturas coesivas dos CPs.

Fazard, Shafieifar e Azizinamini (2019) realizaram um estudo experimental e numérico da resistência de aderência de um concreto de ultra alto desempenho (CUAD) com um concreto convencional (CC) utilizando CPs cilíndricos (7,5 x 15 cm) e ângulo de inclinação da interface de 48° com a horizontal. Os autores concluíram que a resistência de aderência do CUAD é superior quando comparada com a resistência de aderência de um CC, isso se deve à melhor trabalhabilidade, compactação e autoadensamento do CUAD, que permitem preencher os poros da superfície de contato.

2.5 Simulação numérica

Com os avanços na tecnologia computacional é possível desenvolver modelos numéricos que simulam com precisão o comportamento estrutural. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é o método que se destaca para esse tipo de análise estrutural. O MEF consiste em discretizar o modelo que se deseja analisar em um conjunto de pontos interligados, gerando uma malha de elementos.

Uma vez obtido um modelo numérico e que se comprove que o comportamento dele representa o comportamento real da estrutura, é possível utilizá-lo para avaliar a influência de outros parâmetros sobre o mesmo modelo estrutural, o que permite ampliar a avaliação do comportamento, com menor custo.

Estudos utilizando o MEF para analisar o SST já foram desenvolvidos por alguns autores. Segundo Eymard *et al.* (2015), o desenvolvimento de modelos numéricos para esse ensaio é fundamental para avaliar o comportamento com diferentes módulos de elasticidade.

Alguns autores desenvolveram modelos em duas dimensões que indicaram que quanto maior a razão entre os módulos de elasticidade, maior é a diferença de tensões entre os extremos da interface de contato. Porém, a utilização de modelos 2D não permite observar o efeito triaxial típico nos ensaios, impossibilitando a avaliação do efeito de Poisson, não sendo recomendável para esse tipo de análise.

2.5.1 Modelo constitutivo para o concreto

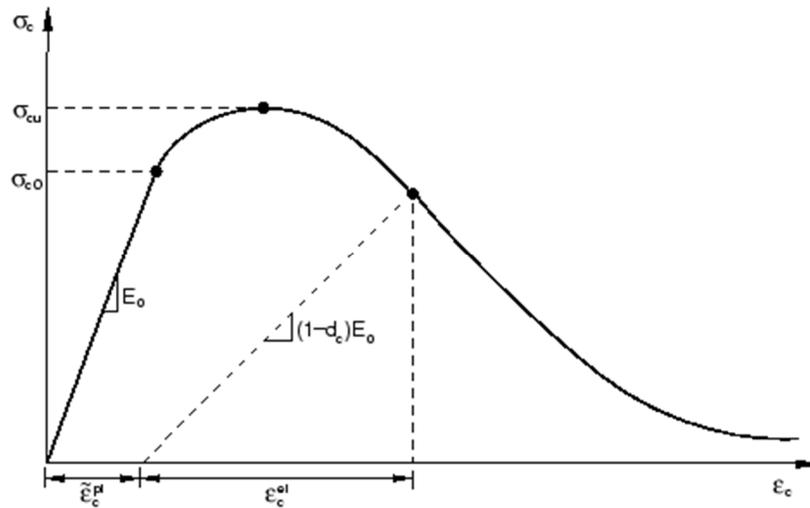
O modelo constitutivo é um modelo matemático que descreve um comportamento de tensão-deformação dos materiais. Na literatura, diversos modelos constitutivos foram propostos para representar o comportamento do concreto, sendo o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) um dos que melhor o representa.

O CDP é um modelo baseado na Teoria da Plasticidade que foi desenvolvido para simular o comportamento do concreto e outros materiais quase-frágeis, como rochas, argamassas e cerâmicas submetidos a carregamentos monotônicos, cíclicos e/ou dinâmicos (SANTOS, 2019).

Esse modelo permite simular efeitos de danos irreversíveis no material associados aos mecanismos de falha que ocorrem sob tensões menores que a tensão última do concreto quando submetido à compressão, sendo a ruptura por tração e esmagamento por compressão do concreto os dois principais mecanismos de falha assumidos pelo modelo (SANTOS, 2019; SIMULIA, 2012).

No CDP, quando o concreto é submetido à compressão, o material possui um comportamento linear até atingir a tensão de plastificação inicial (σ_{co}). Após isso, o concreto segue por uma fase de plastificação com acréscimo de resistência até atingir a tensão de compressão última (σ_{cu}). Em seguida, o concreto passa a sofrer deformações plásticas sem acréscimo de resistência (SANTOS, 2019). Esse comportamento é representado pelo diagrama tensão-deformação indicado na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Gráfico tensão-deformação específica do concreto sob compressão axial

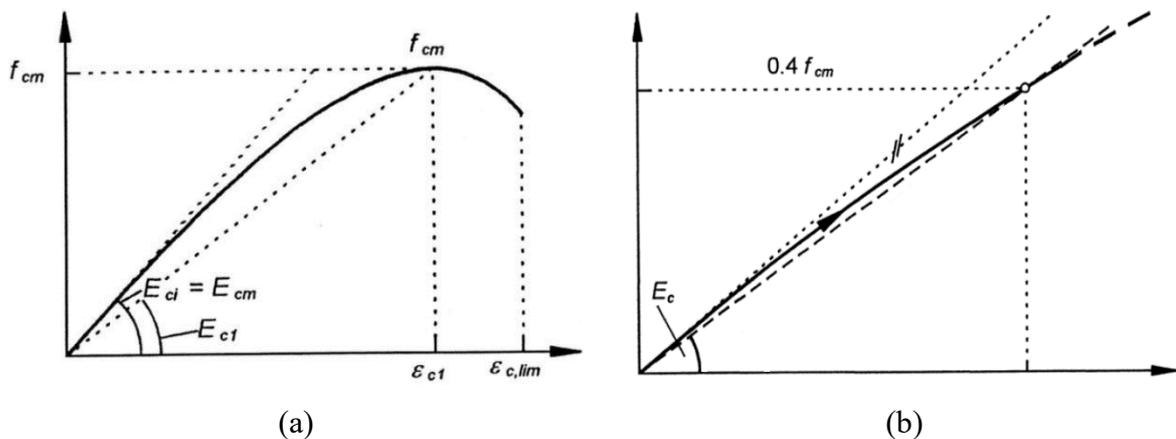


Fonte: SIMULIA (2012).

De acordo com a Figura 2.10, pode-se observar que quando o concreto é descarregado após ultrapassar o ponto da tensão última, há uma alteração na rigidez elástica, que é caracterizada pelo dano d_c . O dano d_c assume valores entre 0 e 1, sendo 0 para materiais que não foram danificados, e 1 para materiais totalmente danificados (SANTOS, 2019; SIMULIA, 2012).

Na literatura existem diversos modelos constitutivos propostos para representar o comportamento de um concreto convencional submetido à compressão. Um desses modelos é proposto pelo *Model Code 2010* (FIB, 2012), que apresenta o comportamento tensão-deformação para o concreto submetido à compressão mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Comportamento tensão-deformação do concreto: (a) submetido à compressão; (b) trecho inicial, considerando um comportamento linear



Fonte: FIB (2012).

Na Figura 2.11.a pode-se observar que o concreto submetido à compressão possui três trechos distintos durante o processo de carregamento. No primeiro trecho, considerado linear, o concreto apresenta uma fase elástica até atingir uma tensão de compressão igual à 40% da resistência média à compressão (f_{cm}). O segundo trecho é uma fase de encruamento do concreto que apresenta um comportamento não linear, que se estende do fim da fase elástica até atingir a tensão de pico. O terceiro trecho é uma fase de amolecimento após a tensão de pico, que apresenta acréscimo de deformações com redução de tensões.

Segundo o *Model Code* 2010 (FIB, 2012), os parâmetros de resistência média do concreto (f_{cm}), módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) e módulo de elasticidade secante (E_c) podem ser calculados utilizando as Equações (6), (7) e (8).

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (6)$$

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (7)$$

$$E_c = \alpha_i E_{ci} \quad (8)$$

onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão;

$\Delta f = 8$ MPa;

$E_{c0} = 21500$ MPa;

α_E : 1,0 para agregados de quartzo;

$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0$

O trecho que apresenta a fase de encruamento e amolecimento do concreto, segundo o *Model Code* 2010 (FIB, 2012), pode ser descrito pela Equação (9).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = -\left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}\right) \text{ para } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,\text{lim}}| \quad (9)$$

onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}};$$

$$k = \frac{E_{ci}}{E_{cl}};$$

ε_c : deformação devido à compressão do concreto

ε_{cl} : deformação que corresponde à máxima tensão de compressão (Tabela 2.1);

E_{cl} : módulo de elasticidade secante, com início na origem e fim no ponto de máxima tensão de compressão (Tabela 2.1).

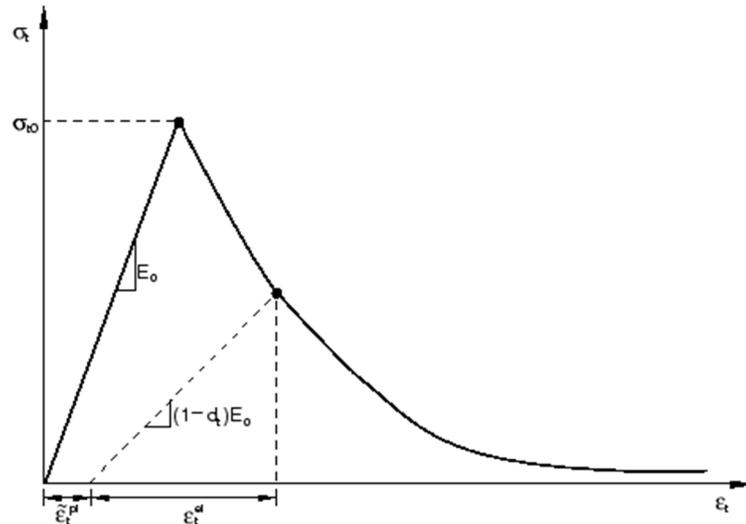
Tabela 2.1 – Propriedades do modelo constitutivo do concreto comprimido

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55
E_{ci} [GPa]	30,3	32,0	33,6	35,0	36,3	37,5	38,6	39,7
E_{cl} [GPa]	13,3	14,9	16,5	18,2	20,0	21,6	23,2	24,7
ε_{cl} [‰]	-2,1	-2,2	-2,3	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6	-2,6
$\varepsilon_{c,\text{lim}}$ [‰]	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4	-3,4
k	2,28	2,15	2,04	1,92	1,82	1,74	1,66	1,61

Fonte: FIB (2012).

O comportamento do concreto submetido à tração apresenta um comportamento linear até a tensão de tração última (σ_{to}). Após esse ponto, o material começa a apresentar microfissuras e passa a apresentar deformações plásticas sem acréscimo de resistência e uma degradação da rigidez elástica, caracterizada pelo dano d_t , que também pode assumir valores entre 0 e 1. Esse comportamento pode ser observado no gráfico tensão-deformação apresentado na Figura 2.12.

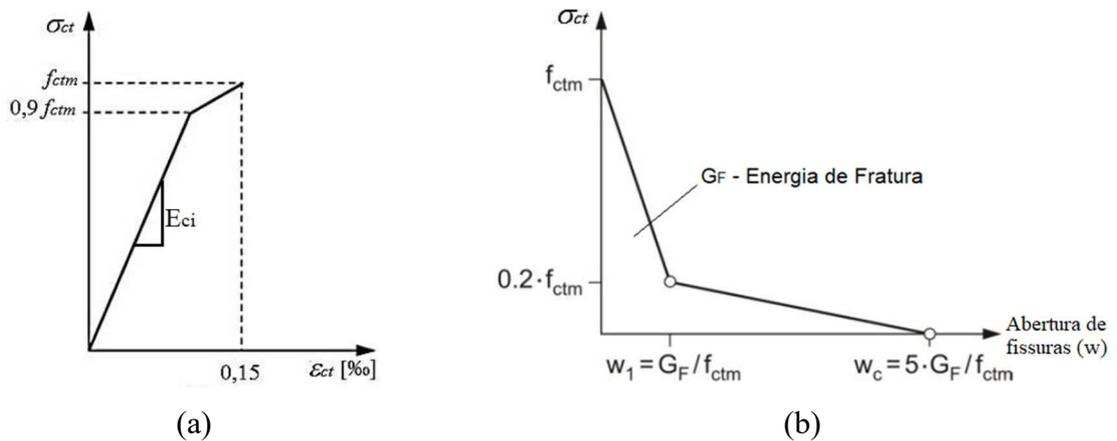
Figura 2.12 – Gráfico tensão x deformação específica do concreto sob tração axial



Fonte: SIMULIA (2012).

O *Model Code* 2010 (FIB, 2012) também apresenta um modelo constitutivo para representar o comportamento do concreto tracionado. O modelo proposto apresenta duas partes, a primeira parte considera o comportamento do concreto tracionado até atingir a resistência média do concreto tracionado (f_{ctm}), e a segunda parte propõe o comportamento pós-pico (Figura 2.13).

Figura 2.13 – Comportamento de tensão-deformação do concreto submetido à tração: (a) até atingir o pico; (b) comportamento tensão-abertura de fissuras do concreto submetido à tração após o pico



Fonte: FIB (2012).

Na fase pré-pico, o trecho inicial do diagrama possui um comportamento elástico-linear obedecendo a lei de Hooke, considerando um módulo de elasticidade tangencial inicial definido pela Equação (7) até atingir 90% da resistência média de tração (f_{ctm}). O trecho seguinte vai até atingir (f_{ctm}) e uma deformação específica de alongamento (ϵ_{ct}) igual a 0,15 %. O *Model Code*

2010 (FIB, 2012) apresenta a Equação (10) para descrever o comportamento de tensão-deformação do concreto submetido à tração.

$$\sigma_{ct} = \begin{cases} E_{ci} \varepsilon_{ct} & \text{para } \sigma_{ct} \leq 0,9f_{ctm} \\ f_{ctm} \left(1 - 0,1 \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9f_{ctm}/E_{ci}} \right) & \text{para } 0,9f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \end{cases} \quad (10)$$

onde:

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3}$$

E_{ci} : módulo de elasticidade tangente inicial;

ε_{ct} deformação de tração;

σ_{ct} tensão de tração em MPa.

Para o comportamento pós-pico, o *Model Code* 2010 (FIB, 2012) apresenta as Equações (11) e (12) para descrever o comportamento tensão-abertura de fissura do concreto tracionado.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1,0 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w \leq w_1 \quad (11)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w_1 < w < w_c \quad (12)$$

onde:

w abertura de fissura em mm;

$w_i = G_F / f_{ctm}$ em mm quando $\sigma_{ct} = 0,20f_{ctm}$;

$w_c = 5G_F / f_{ctm}$ em mm quando $\sigma_{ct} = 0$;

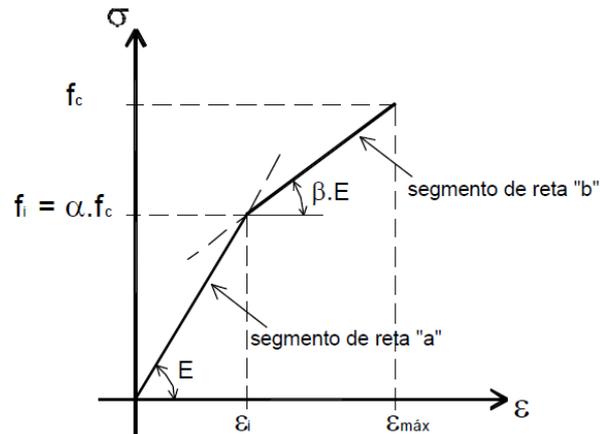
$G_F = 73f_{cm}^{0,18}$ é a energia de fratura em N/mm;

f_{cm} resistência à compressão do concreto em MPa;

2.5.2 Modelo constitutivo para o CPR

Diferente de um concreto convencional, na literatura não há muito a respeito de modelos constitutivos de CPR. Vanderlei (2004) propõe o seguinte comportamento tensão-deformação do CPR submetido à compressão (Figura 2.14).

Figura 2.14 – Comportamento tensão-deformação do CPR submetido à compressão



Fonte: Vanderlei (2004).

O modelo proposto apresenta duas partes, a primeira parte o CPR apresenta um comportamento linear até atingir um ponto de transição. Na segunda parte, após o ponto de transição, o CPR também apresenta um comportamento linear, com uma redução do Módulo de Elasticidade. O comportamento pode ser representado pela Equação (13).

$$\sigma = \beta \cdot E \cdot \varepsilon + f_i \cdot (1 - \beta) \quad \text{onde} \quad \begin{cases} \beta = 1 & \text{se } \sigma \leq f_i \\ \beta = 0,03 \cdot V_f + 0,8 & \text{se } \sigma > f_i \end{cases} \quad (13)$$

o ponto de transição, segundo Vanderlei (2004), pode ser definido pela Equação (14).

$$f_i = \alpha f_c \quad (14)$$

$$\alpha = -0,0086 \cdot V_f^4 + 0,0988 \cdot V_f^3 - 0,3561 \cdot V_f^2 + 0,3609 \cdot V_f + 0,6764$$

onde:

f_i tensão no ponto de transição;

f_c tensão de ruptura;

α coeficiente de redução da tensão de ruptura;

V_f taxa de fibras em volume, multiplicada por 100.

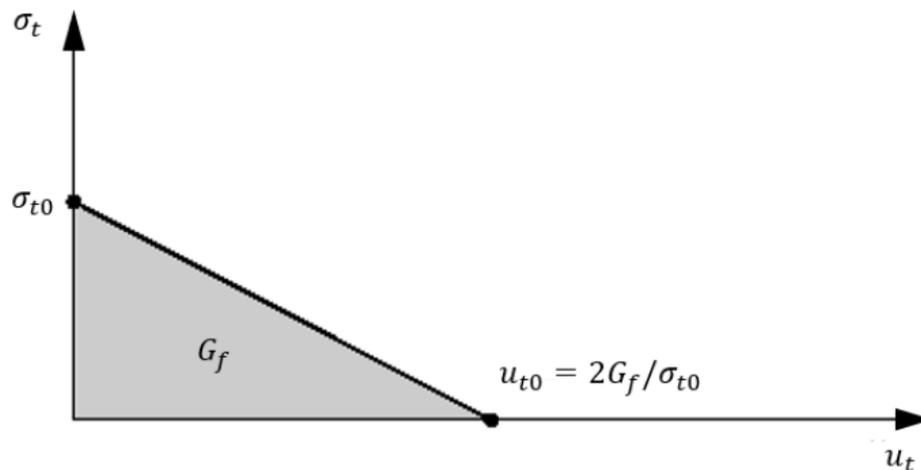
Dong *et al.* (2019) desenvolveram em seu trabalho uma curva constitutiva para o CPR submetido à compressão uniaxial. O comportamento tensão-deformação proposto pelos autores para o CPR submetido à cura convencional pode ser representada pela Equação (15).

$$\sigma = e^{-\left(\frac{\varepsilon}{-1,19218 \times 10^{-4} W + 0,00693}\right)^{\left(8,77851 - 1,21283 W + 0,19203 W^2\right)}} E \varepsilon \quad (15)$$

O parâmetro W varia de acordo com o volume de fibras adicionadas na mistura, quando não há adição de fibras, o seu valor é zero.

Entretanto, na literatura não há modelos constitutivos que represente o comportamento do CPR submetido à tração. Vanderlei (2004) apresenta valores de Energia de Fratura entre 1000 J/m² e 40000 J/m², porém, o CPR sem adição de fibras não ultrapassa valores de 30000 J/m². Tendo conhecimento da resistência à tração do CPR, é possível estimar um comportamento linear tensão-abertura de fissuras do material (Figura 2.15).

Figura 2.15 – Curva linear tensão-abertura de fissura



Fonte: SIMULIA (2012).

2.5.3 Ligação entre as interfaces

Um fator fundamental para o desenvolvimento do modelo numérico do SST é a ligação entre a interface dos dois materiais. A ligação pode ser feita utilizando conectores na interface,

ou definindo um tipo de contato entre eles. O módulo *Interactions* presente no *software ABAQUS* possui a opção *surface-to-surface contact*, que permite a interação entre duas superfícies. A partir dessa opção, pode-se definir as propriedades do contato das superfícies.

São apresentados a seguir algumas das propriedades de contato:

COHESIVE BEHAVIOR

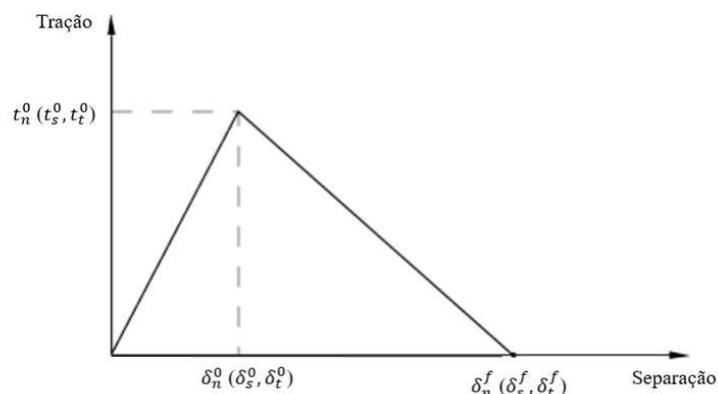
Essa propriedade é baseada na lei de tração-separação de duas superfícies em contato, sendo mais fácil utilizar elementos coesivos para simular esse tipo de interação (SANTOS, 2019). Ela funciona como uma borracha de espessura igual a zero, sendo necessário informar ao software a rigidez normal (K_{nn}) e as rigidezes tangenciais (K_{ss} e K_{tt}) da interface (SANTOS *et al.*, 2017; DOUBA *et al.*, 2017).

DAMAGE

A propriedade *Damage* simula a degradação da falha da ligação entre duas superfícies, e ela é estabelecida utilizando-se três componentes. O primeiro componente é chamado de “Inicial” (*Initiation*), que representa as tensões nominais máximas de cisalhamento e normal ao plano. O segundo componente é a “Evolução” (*Evolution*), que reproduz a propagação do dano na interface, podendo ser representada por uma curva tensão-deslizamento ou pela energia de fratura da interface. E por último tem-se a “Estabilização” (*Stabilization*), que descreve o módulo de dissipação de energia e é governada pelo coeficiente de viscosidade (V), cujo valores baixos significam liberação rápida de energia (SANTOS *et al.*, 2017; DOUBA *et al.*, 2017).

O *software ABAQUS* disponibiliza uma lei de tração-separação que é caracterizada por um trecho linear até atingir o pico, onde se inicia o dano do contato (Figura 2.16).

Figura 2.16 – Resposta típica de tração-separação



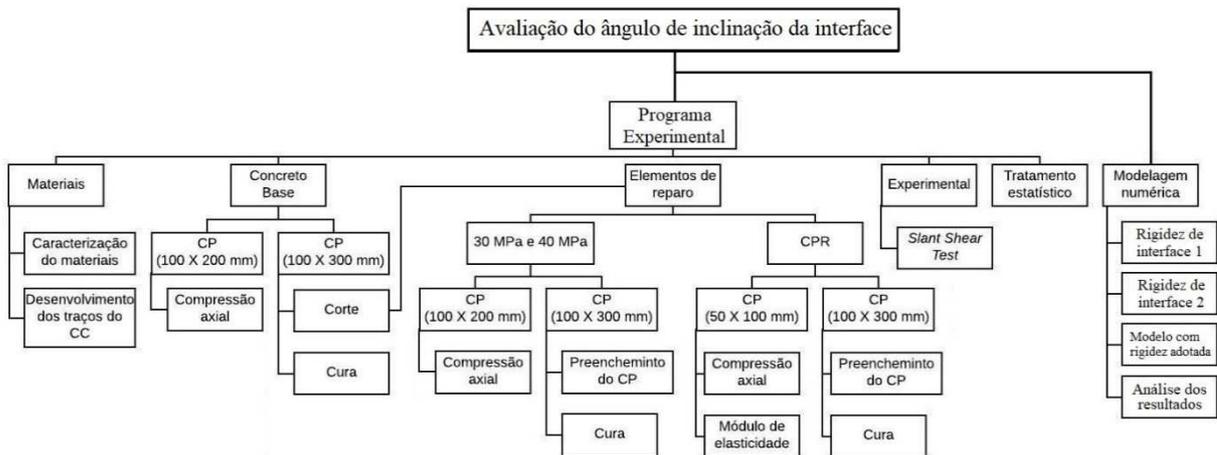
Fonte: SIMULIA (2012).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Generalidades

Neste capítulo apresenta-se a caracterização dos materiais e os métodos utilizados no programa. Inicialmente são mostradas as características dos materiais utilizados e posteriormente os traços do concreto convencional e do CPR. Em seguida mostra-se a produção dos CPs para a realização do SST. Por último, são apresentados os ensaios do SST e as características dos modelos de elementos finitos desenvolvidos. Na Figura 3.1 é apresentada de forma resumida e esquemática a metodologia deste trabalho.

Figura 3.1 – Programa experimental desenvolvido



Fonte: o autor.

3.2 Caracterização dos materiais utilizados para a produção do concreto convencional

3.2.1 Cimento

O cimento utilizado para a produção do concreto convencional foi o Cimento CII-E-32. As propriedades desse material foram determinadas a partir de ensaios de caracterização, e os valores obtidos são mostrados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características físicas e mecânicas do Cimento CII-E-32

Características		Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)		2956	NBR 16605:2017
Área Específica (m ² /kg)		474	NBR 16372:2015
Finura (%)		1,6	NBR 11579:2013
Água para consistência normal (%)		27	NBR 16606:2018
Tempos de Pega (hh:mm)	Início	02:12	NBR 16607:2018
	Fim	03:57	
Expansibilidade (mm)	a frio	0,0	NBR 11582:2016
	a quente	0,0	
	3 dias	23,9	
Resistência à compressão (MPa)	7 dias	34,2	NBR 7215:2019
	28 dias	39,6	

Fonte: o autor.

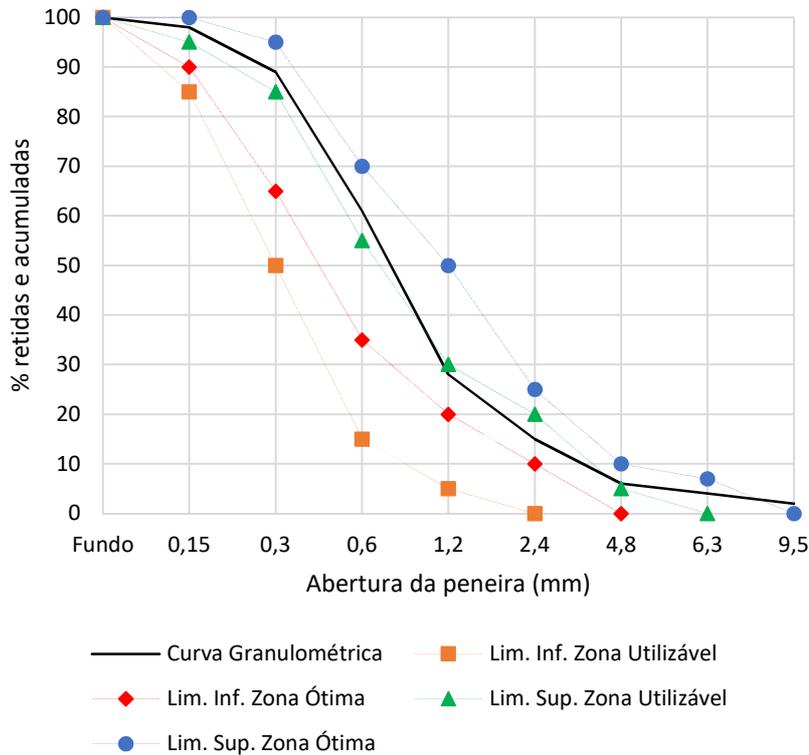
3.2.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado para a produção do concreto convencional foi uma areia natural quartzosa proveniente de Porto Firme/MG. Na Tabela 3.2 apresentam-se os valores obtidos na caracterização do material.

Tabela 3.2 – Características do agregado miúdo

Características	Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)	2615	NBR NM 52:2009
Absorção de água (%)	1,1	NBR NM 30:2001
Massa unit. seca e solta (kg/m ³)	1486	NBR NM 45:2006
Material pulverulento (%)	1,2	NBR NM 46:2003
Matéria Orgânica (ppm)	< 300	NBR NM 49:2001
Módulo de Finura	2,98	NBR NM 248:2003
Dimensão máxima característica (mm)	6,3	NBR NM 248:2003

Curva Granulométrica



NBR NM 248:2003

Fonte: o autor.

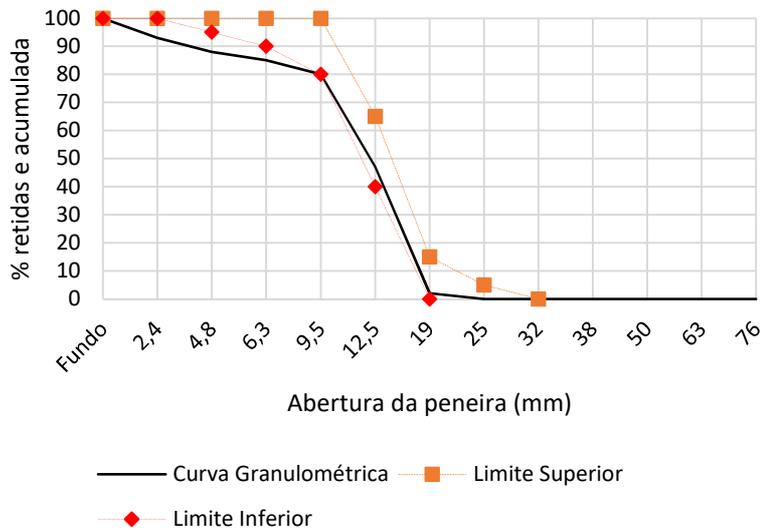
3.2.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado para a produção do concreto convencional foi uma brita granítica da Pedreira MBC de São Geraldo/MG. Na Tabela 3.3 apresentam-se os valores obtidos na caracterização do material.

Tabela 3.3 – Características do agregado graúdo

Características	Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)	2790	NBR NM 53:2009
Absorção de água (%)	0,6	NBR NM 53:2009
Massa unit. seca e solta (kg/m ³)	1488	NBR NM 45:2006
Massa unit. compactada (kg/m ³)	1757	NBR NM 45:2006
Material pulverulento (%)	1,7	NBR NM 46:2003
Módulo de Finura	6,35	NBR NM 248:2003
Dimensão máxima característica (mm)	19,0	NBR NM 248:2003

Curva Granulométrica



NBR NM 248:2003

Fonte: o autor.

3.3 Caracterização dos materiais utilizados para a produção do CPR

3.3.1 Cimento

O cimento utilizado para a produção do CPR é o cimento CPV-ARI. Na Tabela 3.4 apresentam-se as propriedades físicas e mecânicas deste material.

Tabela 3.4 – Características físicas e mecânicas do cimento CPV-ARI

Características	Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)	3080	NBR 16605:2017
Área Específica (m ² /kg)	590	NBR 16372:2015
Finura (%)	0,06	NBR 11579:2013
Água para consistência normal (%)	29,2	NBR 16606:2018
Tempos de Pega (hh:mm)	Início	02:30
	Fim	03:22
Expansibilidade (mm)	a frio	0,1
	a quente	0,3
	3 dias	28,9
Resistência à compressão (MPa)	7 dias	38,3
	28 dias	42,2

Fonte: o autor (2019).

3.3.2 Areia Quartzosa

A areia utilizada é uma areia quartzosa industrial, proveniente da Mineração Jundu, extraída em Analândia/SP. Esse é o material de maior dimensão na composição do CPR, com dimensão máxima de 2 mm. As características do material são apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Características da areia quartzosa

Características	Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)	2650	ASTM C128:2015
Absorção de água (%)	0,1	NBR NM 30:2001
Massa unitária (kg/m ³)	1430	NBR NM 45:2006

Fonte: o autor (2019).

Esse material não apresenta presença de material pulverulento e matéria orgânica. Além disso, por ser mantido em um recipiente fechado, não há presença de umidade. Por ser um material muito fino, o jogo de peneiras convencional utilizado para determinar a granulometria não é o suficiente para determinar a curva granulométrica desse material. Alguns métodos de ensaio especificados pela ABNT para caracterizar agregados miúdos não podem ser aplicados com esse material. Para determinar a curva granulométrica, utilizou-se um analisador de tamanho de partículas a laser que possui uma faixa de trabalho de 0,2 a 2000 µm no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFOP.

3.3.3 Sílica Ativa

A sílica ativa utilizada para a produção do CPR é do tipo Tecnosil, produzida pela Down Corning Brasil, e algumas propriedades desse material são apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Características da sílica ativa

Características	Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)	2200	NBR 16605:2017
Área Específica (m ² /kg)	9653	NBR 16372:2015

Fonte: o autor (2019).

Por ser um material fino como o cimento, os métodos de ensaio utilizados são os mesmos métodos utilizados para caracterizar o cimento. Foi utilizado o mesmo analisador de tamanho de partículas a laser para determinar a curva granulométrica desse material.

3.3.4 Pó de granito

Para a produção do CPR desenvolvido neste trabalho, o pó de quartzo foi substituído por pó de granito, que é um resíduo proveniente do beneficiamento do granito, extraído em Cachoeiro de Itapemirim/ES. As características desse material são apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Características do pó de granito

Características	Valor	Método de Ensaio
Massa Específica (kg/m ³)	2580	NBR 16605:2017
Área Específica (m ² /kg)	899	NBR 16372:2015

Fonte: o autor (2019).

Também foram utilizados os mesmos métodos empregados para caracterizar o cimento, incluindo o analisador de tamanho de partículas a laser.

3.3.5 Aditivo superplastificante

Para produzir o CPR foi utilizado um aditivo superplastificante sintético de 3ª geração, que é baseado em uma tecnologia de polímeros policarboxilatos que torna possível a produção de concretos com baixa relação água/cimento e excelente trabalhabilidade. Na Tabela 3.8 apresentam-se algumas características deste material.

Tabela 3.8 – Características do aditivo superplastificante

Estado Físico	Cor	Densidade	Dosagem
Líquido	Marrom	1,08 g/cm ³	0,2-5,0% sobre o peso do cimento

Fonte: MC-Bauchemie (2015).

3.4 Traços e produção dos concretos convencionais e do CPR

3.4.1 Concreto convencional

As resistências características à compressão aos 28 dias desejadas para realizar o SST são de 20 MPa para o substrato de concreto (concreto base), nomeados com S1, S2 e S3, e 30 MPa e 40 MPa para os concretos de reparo, nomeados com R1 e R2. Os traços adotados para a produção dos concreto de base são apresentados na Tabela 3.9, e os traços adotados para produção dos concretos de reparo de 30 MPa e 40 MPa são apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.9 – Traços em massa do substrato de concreto de 20 MPa

Substrato para	Slump (mm)	Traço (em massa)
30 MPa (S1)	50	1:2,604:3,986:0,660
40 MPa (S2)	55	1:2,715:3,958:0,660
CPR (S3)	50	1:2,871:4,074:0,660

Fonte: o autor.

Tabela 3.10 – Traços em massa para os concretos de reparo de 30 MPa e 40 MPa

Reparo	Slump (mm)	Traço (em massa)
30 MPa (R1)	58	1:1,843:2,999:0,500
40 MPa (R2)	65	1:1,223:2,390:0,390

Fonte: o autor.

Para a produção do concreto convencional, os agregados miúdo e graúdo foram umidificados um dia antes da produção do concreto e mantidos cobertos por uma lona. No dia da produção, foi verificada a umidade dos dois agregados, o que permitiu descontar da massa de água o valor de água presente nos agregados e pesar a quantidade correta desses materiais.

Os concretos foram produzidos em uma betoneira de 400 litros como mostrado na Figura 3.2.a. Durante o processo, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone conforme a ABNT NBR NM 67:1998 para verificar a consistência do concreto (Figura 3.2.b). O limite estabelecido foi de 60 ± 10 mm. Caso o resultado não estivesse dentro do limite estabelecido, os traços eram corrigidos.

Figura 3.2 – Produção do concreto convencional: (a) betoneira utilizada; (b) ensaio de abatimento do tronco de cone



(a)



(b)

Fonte: o autor.

3.4.2 CPR

O traço de CPR adotado nesse trabalho foi desenvolvido por Machado (2019), produzindo traços de CPR utilizando os mesmos materiais utilizados neste trabalho. Segundo Machado (2019), o empacotamento das partículas da mistura chegou próximo do ideal proposto pelo Método de Andreassen Modificado, tomando como base esse método para desenvolver os traços.

Para este trabalho, o traço escolhido foi um traço que atingisse uma resistência à compressão de no mínimo 120 MPa aos 28 dias de idade e era identificado com R3. O traço adotado é apresentado na Tabela 3.11.

Para a produção do CPR foi utilizado um misturador de eixo vertical com capacidade de 20 litros desenvolvido por Machado (2019) (Figura 3.3.a). Os materiais secos foram homogeneizados em um saco plástico antes de serem colocados no misturador (Figura 3.3.b). Após a homogeneização, os materiais foram colocados na cuba, a água utilizada na mistura foi resfriada a 10 °C e foi misturada com o aditivo superplastificante antes de ser adicionada. Logo após a adição de todos os materiais, o misturador foi ligado, e a mistura foi de aproximadamente 5 minutos.

Tabela 3.11 – Traço em massa do CPR

Material	Consumo (kg/m ³)	Traço em massa
Cimento	862,60	1
Areia	949,46	1,101
Sílica Ativa	212,20	0,246
Pó de Granito	202,33	0,235
Água	172,75	0,200
Superplastificante	34,50	0,040

Fonte: o autor.

Figura 3.3 – Produção do CPR: (a) misturador de eixo vertical; (b) mistura homogeneizada em um saco plástico



(a)



(b)

Fonte: o autor.

3.5 Produção dos modelos experimentais

3.5.1 Produção dos corpos de prova para o SST

Para a produção dos modelos de SST, foram produzidos corpos de prova (CPs) de 100 x 300 mm, para isso, foram utilizados tubos de PVC com diâmetro nominal de 100 mm, que eram colocados dentro de um forma metálica de 100 x 200 mm (Figura 3.4), a parte do tubo que ficava exposta era revestida com um plástico e travada com uma braçadeira de nylon.

Figura 3.4 – Molde para os CPs do SST



Fonte: o autor.

Primeiramente, foram produzidos os lotes de substrato de concreto de f_{ck} 20 MPa, um lote para cada material de reparo produzidos em dias diferentes, sendo produzidos 24 CPs de 100 x 300 mm para cada lote. Além disso, para cada lote foram produzidos 24 CPs de 100 x 200 mm para determinação da resistência à compressão axial, módulo de elasticidade e compressão diametral. A amostra de um lote é mostrada na Figura 3.5.a. Todos os CPs foram moldados segundo a ABNT NBR 5738:2016, e após 24 horas, eles foram desmoldados e levados para a cura úmida (Figura 3.5.b).

Os CPs de controle (100 x 200 mm) foram mantidos em cura submersa até serem ensaiados à compressão axial, sendo ensaiados com 3, 7, 28 e 63 dias (Apêndice A), e também quando foi realizado o SST.

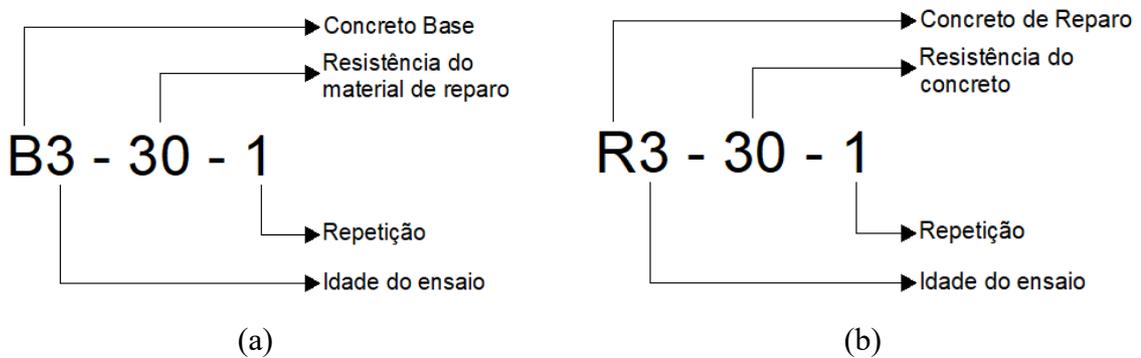
Para identificação dos CPs foram desenvolvidas nomenclaturas. Para os CPs de controle, os concretos utilizados como substrato (concreto base) foram identificados pela letra **B**, a idade que seria ensaiado, a resistência do material de reparo da qual aquele concreto era substrato e o número da repetição, conforme a Figura 3.6.a. Os de reparo foram identificados pela letra **R**, a idade que seria ensaiado, o f_{ck} do material de reparo e o número da repetição, conforme a Figura 3.6.b.

Figura 3.5 – Produção dos CPs: (a) CPs de um lote de substrato de concreto; (b) Cura submersa



Fonte: o autor.

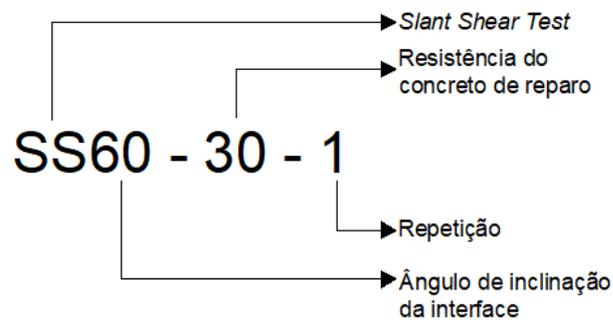
Figura 3.6 – Identificação dos CPs de controle: (a) Substrato; (b) Concreto de reparo



Fonte: o autor.

Os CPs destinados ao SST foram identificados pelas letras **SS**, seguidos do número do ângulo de inclinação da interface do CP, o valor da resistência do concreto de reparo e o número da repetição, conforme a Figura 3.7.

Figura 3.7 – Identificação dos CPs para o SST



Fonte: o autor.

Após o substrato completar 62 dias de idade, os CPs do SST foram serrados com um disco diamantado em uma mesa de corte. Para auxiliar o corte e garantir a precisão dos ângulos nos cortes, utilizou-se marcações nos CPs e um gabarito posicionado na mesa de corte (Figura 3.8).

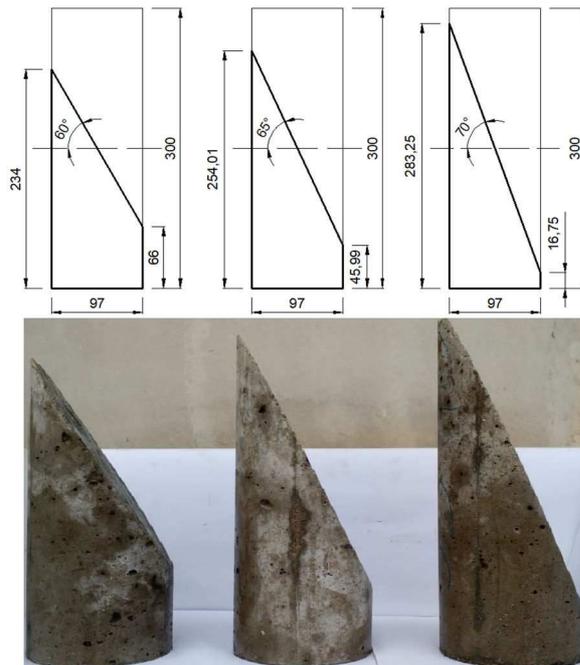
Figura 3.8 – Disco diamantado e gabarito para o corte dos CPs



Fonte: o autor.

Foram realizados cortes com ângulos de 60° , 65° e 70° com a horizontal, como indicado na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Esquema de corte e CPs cortados (cotas em milímetros)



Fonte: o autor.

Após o corte, os CPs foram mantidos em temperatura ambiente e não foi utilizado nenhum tipo de tratamento na superfície do concreto de base, em seguida foram posicionados na fôrma com o tubo de PVC. No dia seguinte ao corte, foi produzido o concreto de reparo.

Para os concretos de 30 MPa (R1) e 40 MPa (R2), foram preenchidas as fôrmas contendo as partes dos CPs cortados, e o adensamento com auxílio do vibrador, tendo o cuidado de não tocar o vibrador na superfície do substrato. Para cada concreto de reparo, foram produzidos

18 CPs para o SST, 6 CPs para cada ângulo, e 18 CPs de 100 x 200 mm para verificar o controle tecnológico do concreto de reparo, para serem ensaiados com 3 dias, 7 dias, 28 dias (Apêndice A), e quando realizado o SST.

Para o CPR (R3), a cada 6 litros produzidos, foram preenchidos 3 CPs do SST, um para cada ângulo, e o adensamento foi realizado com auxílio de um bastão metálico, preenchidos com 3 camadas e aplicando 25 golpes em cada camada, conforme a ABNT NBR 5738:2016. Para o controle tecnológico, foram produzidos 6 CPs cilíndricos de 50 x 100 mm para cada 6 litros produzidos, e o adensamento também foi realizado com o auxílio de um bastão metálico, conforme a ABNT NBR 5738:2016, para serem ensaiados com 3 dias, 7 dias, 28 dias (Apêndice A), e na idade da realização do SST. Na Figura 3.10 é mostrado como fica o CP composto com o concreto base e o material de reparo.

Figura 3.10 – CPs compostos com o CPR de material de reparo



Fonte: o autor.

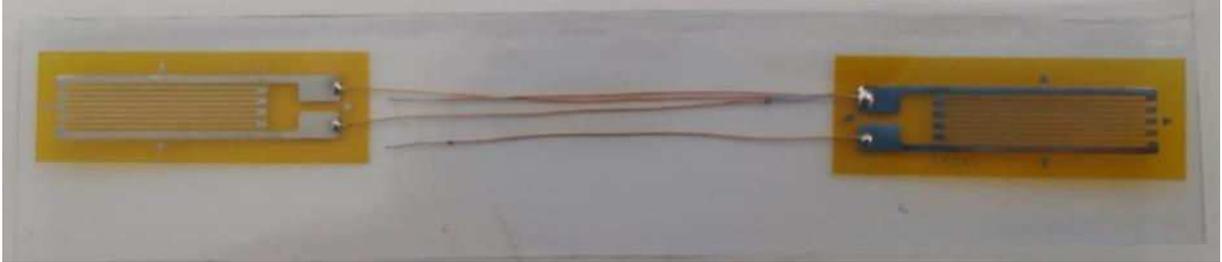
Após a produção dos CPs do SST e dos CPs de controle dos concretos de reparo, todos os CPs foram submetidos à cura submersa. Os CPs do SST permanecem na cura até 3 dias antes de serem ensaiados, enquanto os CPs de controle foram retirados apenas nos dias do ensaio.

3.5.2 Instrumentação dos corpos de prova

Os CPs de 100 x 300 mm utilizados para o SST foram instrumentados com extensômetro (*strain gage* - SG), da Excel Sensores, modelo PA-06-800BA-120-L, resistência de 120 ohms

e fator de sensibilidade (F.S.) de 2,15 (Figura 3.11), configurados em ponte completa. Foram instrumentados 9 CPs, um para cada ângulo e cada material de reparo.

Figura 3.11 – *Strain Gage*



Fonte: o autor.

Antes de colar o SG, o local de fixação foi limpo e em seguida foi aplicada uma camada de resina epóxi. Após 24 horas da aplicação a superfície de resina epóxi foi regularizada com uma lixadeira elétrica e o acabamento foi feito à mão com 3 lixas.

Os SG foram fixados no meio dos CPs, sendo um SG posicionado entre a interface de contato entre os dois materiais, e os outros dois fixados em pontos diametralmente opostos, como indicado na Figura 3.12.

Passadas 24 horas da colagem, em cada SG foram soldados 4 fios que estavam conectados a um conector *push-in* (Figura 3.13).

Figura 3.12 – Posicionamento dos *Strain Gage*: (a) esquema de posicionamento dos SG; (b) SG colado no CP

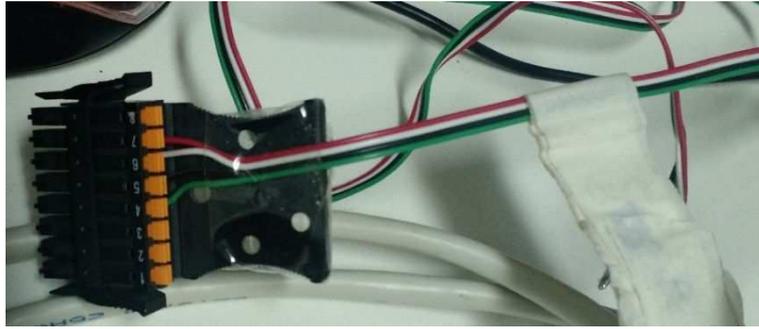


(a)



(b)

Fonte: o autor.

Figura 3.13 – Conector *push-in*

Fonte: o autor.

3.6 Ensaio dos modelos experimentais

3.6.1 Equipamentos utilizados

Os equipamentos utilizados para realização do SST são indicados de forma resumida na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Equipamentos utilizados no SST



Máquina universal de ensaios, da EMIC, modelo MUE, com capacidade de 100 tf.



Célula de carga, da HBM, modelo C6A, com capacidade de 200 kN.



Sistemas de Aquisição de Dados (SAD), modelos QuantumX MX1615 e MX840A.



Switch, modelo HP 1405-8

Fonte: o autor.

3.6.2 Procedimentos de ensaio

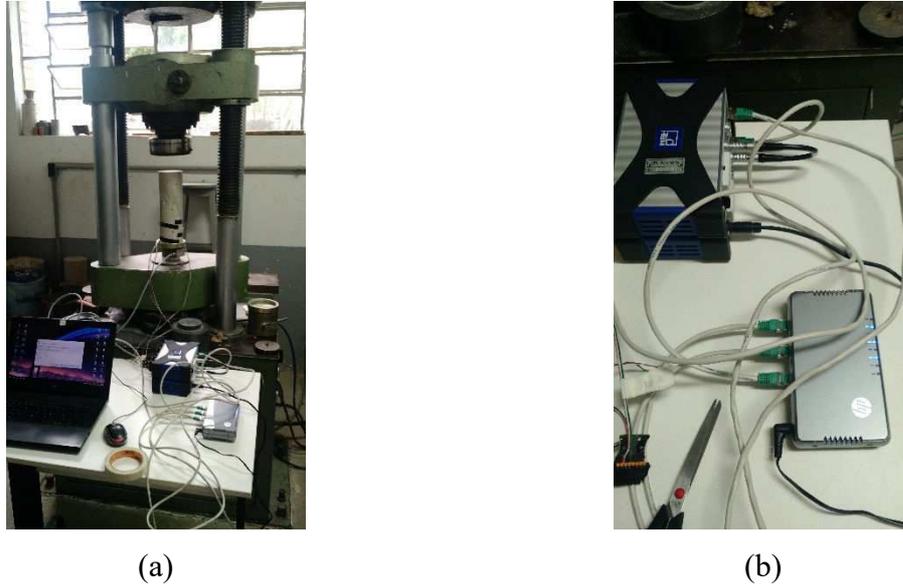
Inicialmente foram realizados ensaios para determinar a resistência à compressão do substrato de concreto e do concreto de reparo. Em seguida, foram ensaiados os CPs sem nenhuma instrumentação, conforme a ABNT NBR 5739:2018.

Os ensaios dos CPs instrumentados foi realizado em uma máquina universal de ensaios. A montagem do ensaio consistiu em posicionar a célula de carga na base da máquina e em cima da célula foi colocado um prato de aço, onde foi posicionado o corpo de prova instrumentado. Na parte superior também foi colocado um prato de aço para melhor distribuição da força aplicada.

Os dados do carregamento foram obtidos pela célula de carga, que foi conectada ao SAD QuantumX MX840A, e os dados de deformação foram obtidos pelos extensômetros que foram conectados ao SAD QuantumX MX1615, ambos foram configurados com uma taxa de amostragem de 5Hz. Os SAD foram conectados a um *switch*, que transmitia os dados obtidos

para o notebook, onde a leitura dos dados foi feita com auxílio do *software* CatmanEasy v3.4. A montagem do equipamento é mostrada na Figura 3.14.

Figura 3.14 – Montagem geral do ensaio: (a) visão geral; (b) conexão dos SAD com o switch



Fonte: o autor.

O ensaio foi iniciado com a aplicação de um ciclo de carga e descarga. Foi aplicado aproximadamente 30% da carga de ruptura no CP, em seguida, foi retirada a carga. Repetiu-se esse processo até obter 3 ciclos de carga e descarga e após terminar o último ciclo, foi aplicada a carga até a ruptura do CP, conforme a ABNT NBR 8522:2017. Após a realização dos ensaios foi analisada o tipo de ruptura dos CPs, sendo observadas rupturas coesivas e adesivas

Os ensaios dos CPs utilizados para a análise estatística do SST foram realizados em uma data posterior, também com auxílio de uma máquina universal de ensaios, como um ensaio de compressão axial previsto pela ABNT NBR 5739:2018. Também foram realizados ensaios para verificar a resistência à compressão dos concretos de base e de reparo.

3.7 Análise estatística do SST

Buscou-se avaliar a influência dos seguintes fatores: ângulo de inclinação da interface e resistência à compressão do material de reparo (Tabela 3.13).

Tabela 3.13 – Fatores avaliados

Fatores de Variação	Níveis		
Ângulo de inclinação	60°	65°	70°
Material de Reparo	30 MPa (R1)	40 MPa (R2)	CPR (R3)

Fonte: O autor.

Foi realizado um experimento em Fatorial 3x3, onde utilizou-se 3 repetições para cada fator de variação. Com os resultados obtidos, realizou-se uma Análise de Variância (ANOVA) com dois fatores de interesse, sendo o ângulo de inclinação um fator quantitativo e a resistência do material de reparo um fator qualitativo, e posteriormente foi aplicado o Teste de Tukey para os fatores. As análises estatísticas foram realizadas no *software Minitab*[®] a 5% de significância.

Tendo em vista que os concretos de base foram produzidos em dias diferentes, foi realizada uma ANOVA, utilizando três repetições, a fim de verificar se havia diferença significativa entre as resistências de compressão dos materiais de base. Os resultados de resistência dos concretos de reparo de 30 MPa e 40 MPa foram submetidos ao teste t de Student para 2 amostras a 5% de significância.

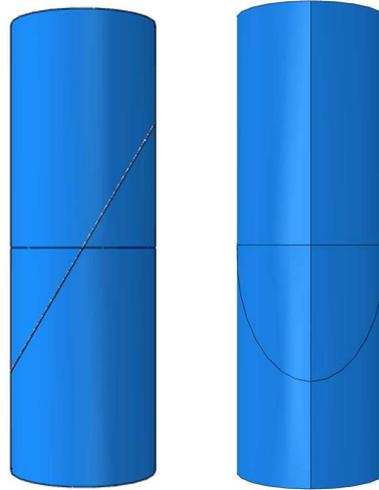
3.8 Características dos modelos de elementos finitos

3.8.1 Considerações gerais

Os modelos de elementos finitos foram desenvolvidos no *software ABAQUS*, um programa de análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e que possui diversos recursos de pré e pós processamento gráfico. Para o desenvolvimento dos modelos foram adotadas algumas considerações apresentadas por Eymard *et al.* (2015), que desenvolveram um modelo tridimensional.

Para criação da geometria dos modelos foi utilizado um cilindro, que foi particionado, criando-se duas instâncias independentes, como é mostrado na Figura 3.15.

Figura 3.15 – Modelo geométrico para o SST



Fonte: O autor.

3.8.2 Modelos constitutivos para o concreto convencional

A modelagem do concreto convencional, submetido tanto à compressão quanto à tração, foi feita utilizando o modelo CDP. Os parâmetros de entrada utilizados no *software ABAQUS* são mostrados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Parâmetros de entrada para o modelo CDP dos concretos convencionais

Ângulo de Dilatação	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	K	Parâmetro de Viscosidade
36°	0,1	1,16	0,667	10 ⁻⁶

Fonte: O autor.

Além desses parâmetros, foi utilizada a curva tensão-deformação proposta pelo *Model Code 2010* (FIB, 2012) apresentada no item 2.5.1 (Figura 2.11). Os dados utilizados para o desenvolvimento da curva tensão-deformação do concreto submetido à compressão para cada valor de resistência são apresentados na Tabela 3.15.

Para o concreto submetido à tração, foi utilizada uma curva de tensão-abertura de fissuras também proposta pelo *Model Code 2010* (FIB, 2012) apresentada no item 2.5.1 (Figura 2.13.b). Os parâmetros adotados para o desenvolvimento da curva tensão-abertura de fissuras foram calculados utilizando os valores de resistência à compressão média (f_{cm}) apresentados na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Dados dos concretos

	f_{cm} (MPa)	E (MPa)	Coefficiente de Poisson
S1	27,8	28571	
S2	27,1	28571	
S3	25,6	27142	0,2
R1	42,9	34667	
R2	49,5	36250	

Fonte: O autor.

3.8.3 Modelos constitutivos do CPR

Admitiu-se que o comportamento do CPR à compressão representado pelo modelo CDP. Os parâmetros de entrada utilizados no *software ABAQUS* são os mesmos dos concretos convencionais, mostrados na Tabela 3.14.

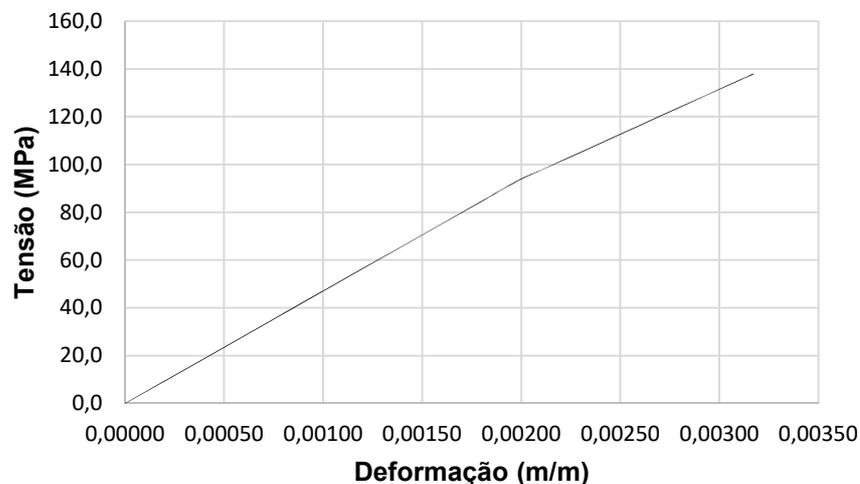
As curvas tensão-deformação propostas por Vanderlei (2004) e por Dong *et al.* (2019) indicadas no item 2.5.2 são apresentadas na Figura 3.16 e na Figura 3.17. Na Tabela 3.16 são mostrados os parâmetros utilizados para confecção das curvas.

Tabela 3.16 – Dados do CPR submetido à compressão

f_{cm} (MPa)	E (MPa)	Coefficiente de Poisson
138,0	47000	0,2

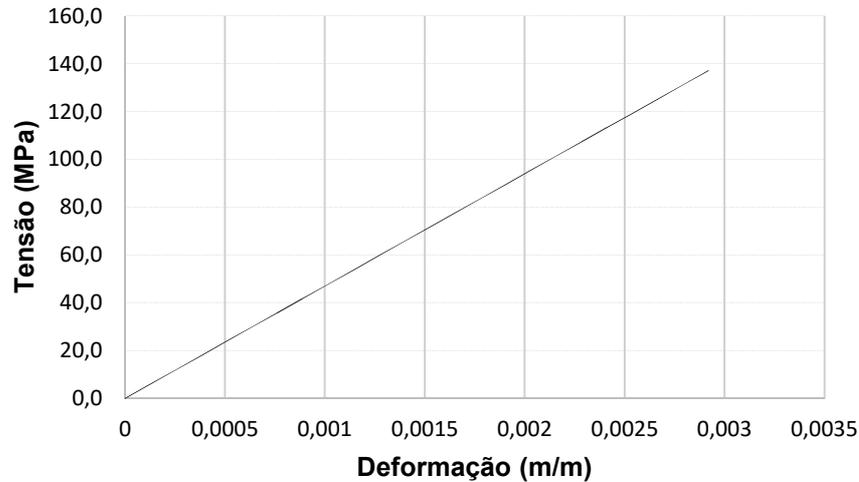
Fonte: O autor.

Figura 3.16 – Curva tensão-deformação à compressão do CPR proposta por Vanderlei (2004)



Fonte: O autor.

Figura 3.17 – Curva tensão-deformação à compressão do CPR proposta por Dong *et al.* (2019)



Fonte: O autor.

A curva proposta por Vanderlei (2004) apresenta um trecho em que há uma deformação plástica, enquanto a curva proposta por Dong *et al.* (2019) apresenta um comportamento linear até atingir a tensão de ruptura. Alguns testes foram realizados utilizando os dois modelos constitutivos, porém, não houve diferença nos resultados obtidos. Com isso em vista, foi adotado o modelo constitutivo desenvolvido por Dong *et al.* (2019). Como os modelos numéricos consideram um concreto de base com resistência até 25,6 MPa e o CPR com resistência de 138 MPa, espera-se que o dano na interface ocorra no concreto de menor resistência e, em função disso, não se discretizou o comportamento pós pico na curva de compressão do CPR.

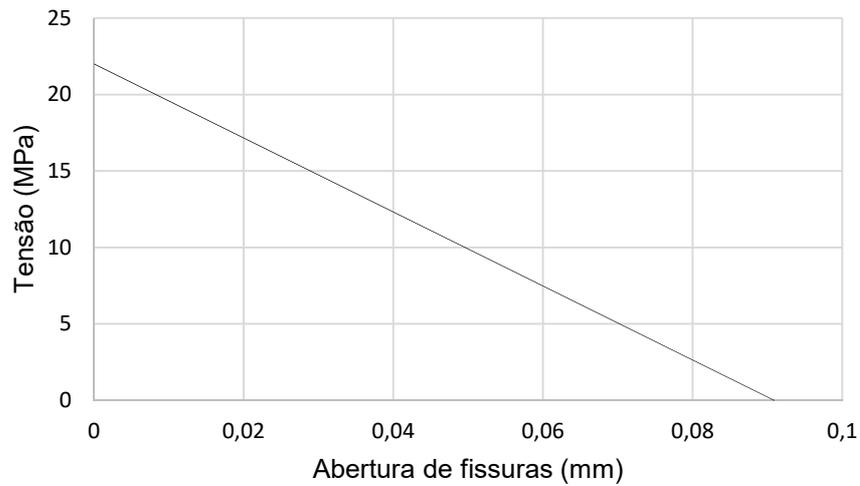
Os parâmetros utilizados para o modelo tensão-abertura de fissuras (Figura 3.18) para o concreto submetido à tração são apresentados na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 – Dados do CPR submetido à tração

f_{ctm} (MPa)	G_f (N/mm)
22,0	1,0

Fonte: O autor.

Figura 3.18 – Curva tensão-abertura de fissuras do CPR

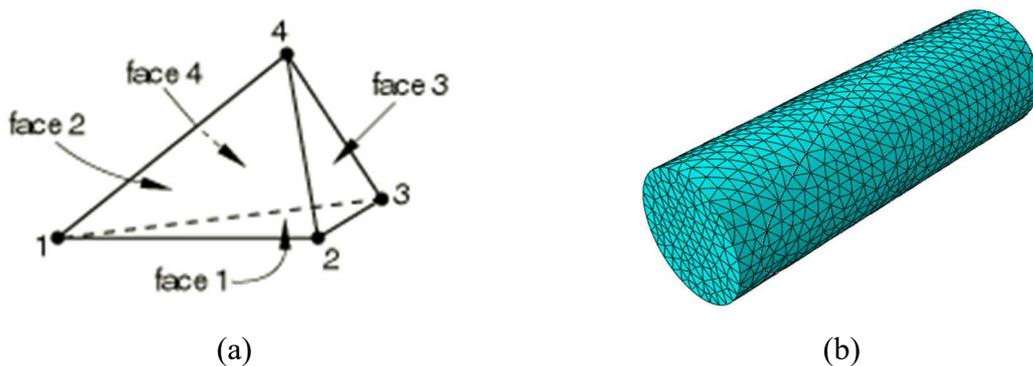


Fonte: O autor.

3.8.4 Malha de elementos finitos

Após definir o modelo geométrico tridimensional para o SST (Figura 3.15) a malha de elementos finitos foi criada utilizando-se elementos sólidos tetraédricos, como apresentado por Eymard *et al.* (2015), com quatro nós, três graus de liberdade por nó (translações) e funções de interpolação linear, a biblioteca do *ABAQUS* apresenta como elemento C3D4 (Figura 3.19.a). Na Figura 3.19.b apresenta-se a malha desenvolvida no modelo.

Figura 3.19 – Malha de elementos finitos: (a) elemento C3D4; (b) malha desenvolvida



Fonte: (a) SIMULIA, 2012; (b) o autor.

Foram considerados modelos com tamanho médio dos elementos de 20 mm, 15 mm, 10 mm e 5 mm, onde se observou que a carga última, tensões e deformações se estabilizaram para 10 mm.

Assim, adotou-se os elementos do modelo com tamanho médio de 10 mm. A quantidade de elementos dos modelos para cada ângulo de inclinação da interface é apresentada na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 – Quantidade de elementos de cada modelo numérico

Ângulo de inclinação da interface	Nº de elementos
60°	17527
65°	18192
70°	19158

Fonte: o autor.

3.8.5 Interação das interfaces

Neste trabalho foram verificadas algumas propriedades de interação das interfaces e, após alguns testes, constatou-se que era necessário apenas utilizar as propriedades *Cohesive Behavior*, *Damage* e *Hard Contact*.

Os valores de rigidez da interface para a propriedade *Cohesive Behavior* foram obtidos realizando-se uma análise inversa, utilizando-se os valores que melhor se ajustaram aos resultados experimentais. Inicialmente foram estipulados os valores de 10 MPa/mm e 100 MPa/mm para a rigidez tangencial da interface (K_{ss} e K_{tt}), a fim de verificar o comportamento do modelo utilizando valores de rigidez com ordem de grandeza distintas. Os resultados obtidos utilizando esses dois valores de rigidez foram comparados com os resultados experimentais. Dessa forma, era possível estimar um melhor valor de rigidez tangencial que se adequasse aos resultados experimentais.

Alguns modelos não convergiram com valores elevados de rigidez da interface, de modo que foi necessário utilizar valores menores que os citados para se obter o comportamento e então comparar com os resultados experimentais. Na Tabela 3.19 apresentam-se os valores de teste utilizados para cada modelo, e os valores de rigidez tangencial que mais se adequaram aos resultados experimentais.

Os testes iniciais permitiram concluir que a rigidez normal (K_{nn}) não influencia nesses modelos numéricos, visto não haver tensões de tração na interface, então, não foi utilizado esse parâmetro nesse trabalho.

Os parâmetros da propriedade *Damage* também foram determinados através de uma análise inversa e os valores adotados são apresentados na Tabela 3.20. Foram utilizados os mesmos valores para todos os modelos.

Tabela 3.19 – Valores de rigidez tangencial da interface

Modelo	Ângulo de inclinação	Material de Reparo	Rigidez tangencial da interface K_{ss} e K_{tt} (MPa/mm)		
			Teste (1)	Teste (2)	Valor adotado
SS60-30	60°		10	100	10
SS65-30	65°	R1	10	100	10
SS70-30	70°		10	100	50
SS60-40	60°		10	100	10
SS65-40	65°	R2	10	100	10
SS70-40	70°		10	100	10
SS60-CPR	60°		10	18	10
SS65-CPR	65°	R3	10	13	1
SS70-CPR	70°		10	100	50

Fonte: o autor.

Tabela 3.20 – Valores de entrada na propriedade *Damage*

Inicial			Evolução			Estabilização
Normal (MPa)	Cisal.-1 (MPa)	Cisal.-2 (MPa)	Tipo	Energia de Fratura (N/mm)		
7	11	11	Energia Linear	10	0,001	

Fonte: o autor.

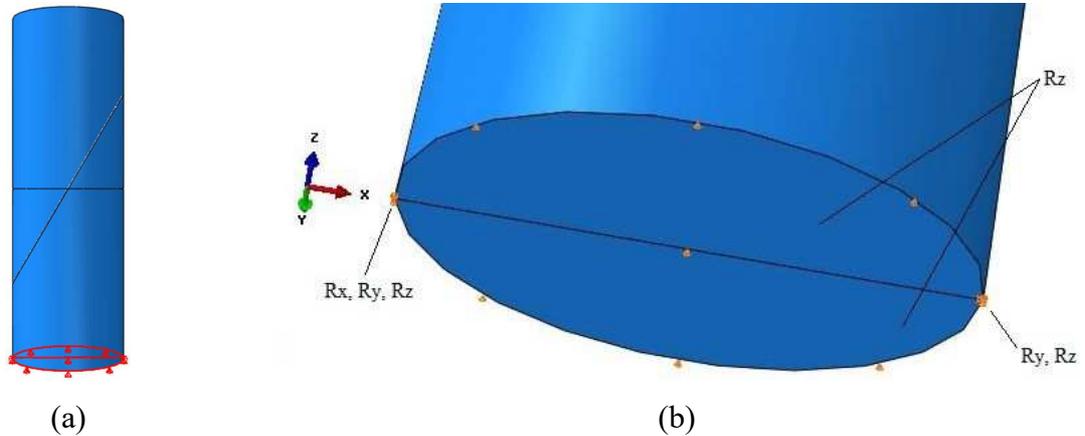
3.8.6 Condições de contorno

CONDIÇÕES DE APOIO

O apoio utilizado no ensaio experimental consistiu em um suporte de aço que pode ser considerado indeformável. Para simular esse apoio, a condição de contorno implementada no modelo consistiu em restringir o deslocamento vertical da base (na direção Z), e para impedir o deslocamento de corpo rígido, um ponto da base teve o deslocamento restringido nas três

direções, e um ponto oposto a esse teve o deslocamento restringido na direção Y e Z (Figura 3.20).

Figura 3.20 – Condições de apoio dos modelos numéricos

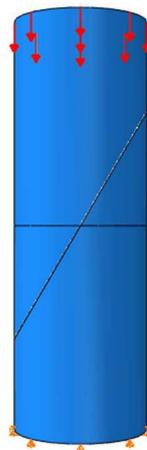


Fonte: o autor.

CARREGAMENTO

O carregamento aplicado no modelo consistiu em impor uma pressão na superfície superior do corpo de prova, aplicando como carga total o valor da carga aplicada no momento da ruptura do corpo de prova obtido experimentalmente (Figura 3.21). Os valores utilizados são apresentados na Tabela 3.21. A aplicação do carregamento consistiu em começar com 1% do carregamento total e um valor mínimo de 0,01%. O ensaio procedeu-se até atingir 100% da carga aplicada, sendo permitido um número máximo de 10000 incrementos.

Figura 3.21 – Esquema do carregamento aplicado no modelo numérico



Fonte: o autor.

Tabela 3.21 – Carregamentos aplicados nos modelos numéricos

Modelo	Ângulo de inclinação	Material de Reparo	Carregamento (N)
SS60-30	60°		121568
SS65-30	65°	R1	119505
SS70-30	70°		136193
SS60-40	60°		128030
SS65-40	65°	R2	119505
SS70-40	70°		128545
SS60-CPR	60°		127192
SS65-CPR	65°	R3	133648
SS70-CPR	70°		98655

Fonte: o autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Resistência à compressão dos concretos

4.1.1 Concreto base

As resistências à compressão dos substratos, quando foi realizado o SST, são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resistência à compressão dos substratos de concreto

Substrato	Idade (Dias)	Resistência à Compressão (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
S1	460	29,7	0,9	3,0
S2	404	29,8	1,7	5,6
S3	383	27,0	2,9	10,7

Fonte: o autor.

Na Tabela B.1 indicada no Apêndice B são apresentados os resultados da ANOVA para os valores de resistência à compressão dos substratos de concreto. Sendo $\alpha = 5\%$, nota-se que $p\text{-valor} > \alpha$, logo, pode-se inferir que não há diferença significativa entre os valores de resistência entre os substratos.

4.1.2 Concreto de reparo

As resistências à compressão do concreto de reparo, quando foi realizado o SST, são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resistência à compressão dos concretos de reparo

Reparo de	Idade (Dias)	Resistência à Compressão (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
R1	398	46,4	2,3	4,9
R2	341	56,8	3,1	5,4
R3	320	150,9	7,7	5,1

Fonte: o autor.

Para os materiais de reparo, foi realizada apenas o teste t de *Student* para os resultados de resistência à compressão dos materiais de reparo R1 e R2, visto que o resultado da resistência à compressão do R3 é muito maior que os valores de resistência dos outros dois materiais de reparo. O resultado do teste t de *Student* é apresentado na Tabela B.2, do Apêndice B. Pode-se observar que $p\text{-valor} < 0,05$, indicando que há diferença significativa entre os materiais de reparo.

4.2 *Slant Shear Test* (SST)

4.2.1 Tensão de ruptura no SST

Com exceção do CP produzido com CPR e ângulo de inclinação da interface de 60° , todos os CPs apresentaram ruptura adesiva (Figura 4.1), indicando que a resistência de aderência do CPR para esse ângulo de inclinação foi superior à resistência de compressão do substrato.

Figura 4.1 – Tipos de rupturas obtidas: (a) ruptura coesiva (Tipo A); (b) ruptura adesiva (Tipo B)



(a)



(b)

Fonte: o autor.

As tensões de ruptura no SST e o tipo de ruptura, determinada pela BS EN 12615:1999, são apresentados na Tabela 4.3. Os valores de ruptura de cada CP são mostrados na Tabela A.7 presente no Apêndice A.

Tabela 4.3 – Resultado do SST

Material de Reparo	Ângulo de inclinação	Tipo de Ruptura	Tensão Média de Ruptura (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
R1	60°	Adesiva (B)	20,1	1,8	9,0
	65°	Adesiva (B)	18,9	1,9	10,1
	70°	Adesiva (B)	18,8	0,7	3,6
R2	60°	Adesiva (B)	25,3	2,3	9,1
	65°	Adesiva (B)	24,8	0,2	1,0
	70°	Adesiva (B)	20,5	1,1	5,5
R3	60°	Coesiva (A)	24,4	2,3	9,6
	65°	Adesiva (B)	25,8	0,8	3,1
	70°	Adesiva (B)	17,7	2,9	16,5

Fonte: o autor.

Foi realizada a ANOVA com os valores obtidos e os resultados são apresentados na Tabela B.3, indicada no Apêndice B.

Pela ANOVA, nota-se que os efeitos principais, material de reparo e ângulo de inclinação, assim como a interação entre eles, são significativos ($p\text{-valor} < \alpha$). Sendo assim, cada efeito principal e a interação entre eles foram submetidos ao teste Tukey separadamente. Os resultados dos testes são apresentados na Tabela 4.4, na Tabela 4.5 e na Tabela 4.6.

Tabela 4.4 – Teste Tukey para o material de reparo no SST

Reparo	n	Resistência Média (MPa)	Agrupamento
R1	9	19,2861	A
R2	9	23,5227	B
R3	9	22,6551	B

Fonte: o autor.

Tabela 4.5 – Teste Tukey para o ângulo de inclinação da interface no SST

Ângulo	n	Resistência Média (MPa)	Agrupamento
60°	9	23,2675	A
65°	9	23,1647	A
70°	9	19,0318	B

Fonte: o autor.

Tabela 4.6 – Teste Tukey para a interação Reparo*Ângulo no SST

Reparo * Ângulo	n	Resistência Média (MPa)	Agrupamento
R3 * 65°	3	25,7714	A
R2 * 60°	3	25,2902	A B
R2 * 65°	3	24,8143	A B C
R3 * 60°	3	24,4462	A B C
R2 * 70°	3	20,4635	B C D
R1 * 60°	3	20,0659	C D
R1 * 65°	3	18,9085	D
R1 * 70°	3	18,8840	D
R3 * 70°	3	17,7478	D

Fonte: o autor.

Com base nos resultados da Tabela 4.4, pode-se inferir que a resistência do material de reparo influencia na resistência obtida no ensaio, os CPs com material de reparo de R1 apresentaram uma média inferior, enquanto os materiais de reparo R2 e R3 apresentaram uma média superior, porém, não diferindo significativamente um do outro, indicando que a partir de um determinado valor de resistência do material de reparo, pode não haver diferença significativa quanto à resistência do CP submetido ao SST.

Na Tabela 4.5 observa-se que para os ângulos de 60° e 65° não há diferença significativa entre as resistências, enquanto que para o ângulo de 70° os valores de resistência foram inferiores. Esse comportamento era esperado, como mostrado por Zanotti *et al.* (2014), que concluiu que quanto maior o ângulo de inclinação, menor é a resistência obtida.

De acordo com as interações apresentadas na Tabela 4.6 indicam que, para os materiais de reparo R1 e R2, o ângulo de inclinação da interface não apresentam diferença significativa na resistência. O mesmo não ocorreu o CPR com o ângulo de 70°, cuja diferença é considerada significativa.

4.2.2 Tensão normal e cisalhamento na interface

As tensões normais e de cisalhamento na interface calculadas a partir das Equações (3) e (4), advindas da resistência dos materiais e também utilizadas por por Austin, Robins e Pan (1999), são apresentadas na Tabela 4.7 e na Tabela 4.8.

Tabela 4.7 – Tensão Normal de ruptura do SST

Material de Reparo	Ângulo de inclinação	Tensão Normal Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
R1	60°	5,0	0,5	10,0
	65°	3,4	0,3	8,8
	70°	2,2	0,1	4,5
R2	60°	6,3	0,6	9,5
	65°	4,4	0,0	0
	70°	2,4	0,1	4,2
R3	60°	-	-	-
	65°	4,6	0,1	2,2
	70°	2,1	0,3	14,3

Fonte: o autor.

Tabela 4.8 – Tensão de Cisalhamento de ruptura do SST

Material de Reparo	Ângulo de inclinação	Tensão de Cisalhamento Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
R1	60°	8,7	0,8	9,2
	65°	7,2	0,7	9,7
	70°	6,1	0,2	3,3
R2	60°	11,0	1,0	9,1
	65°	9,5	0,1	1,1
	70°	6,6	0,4	6,1
R3	60°	-	-	-
	65°	9,9	0,3	3,0
	70°	5,7	0,9	15,8

Fonte: o autor.

Observando os resultados apresentados nas Tabela 4.7 e Tabela 4.8, a resistência de aderência do CPR para os ângulos menores são superiores, como apresentado por Lee, Wang e Chiu (2007), nota-se que para os ângulos de 60° e 65° a resistência foi superior, principalmente comparando com o material de reparo R1.

Para o ângulo de 60° do CP composto com R3 não foi possível determinar a tensão normal e de cisalhamento de ruptura na interface, demonstrando que, para esse ângulo de inclinação, a aderência foi superior à resistência de compressão do material de base (Figura 4.2).

Figura 4.2 – Ruptura coesiva para o ângulo de 60° com R3 como material de reparo

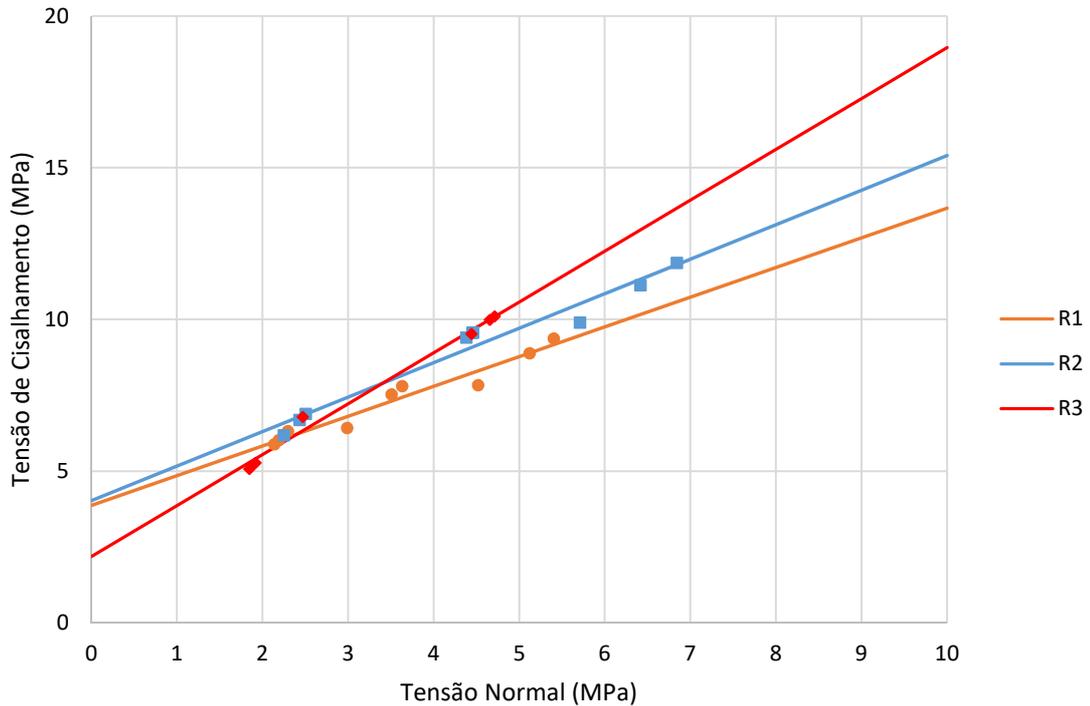


Fonte: o autor.

Para o ângulo de 70° foi observado um menor valor de resistência de aderência do R3, denotando que pode haver uma concentração de tensões em determinada região da interface de contato. Tal fenômeno pode ser observado através de modelos numéricos do SST.

Na Figura 4.3 apresenta-se uma comparação entre o critério de ruptura experimental observado, sendo consideradas linhas retas obtidas através de regressão linear com os resultados experimentais, assim como apresentado por Júlio *et al.* (2006) e Eymard *et al.* (2015).

Figura 4.3 – Critérios de ruptura experimental do SST



Fonte: o autor.

Nota-se que a inclinação das retas é maior para os materiais de reparo que possuem resistência à compressão superiores. Neste caso, o R3 apresenta maior inclinação, indicando que, para o SST, uma pequena variação nos parâmetros pode afetar de maneira significativa os resultados obtidos. Além disso, o comportamento observado também é semelhante às observações de Júlio *et al.* (2006).

Na Tabela 4.9 apresentam-se os resultados obtidos pelos critérios de ruptura.

Tabela 4.9 – Propriedades do critério de ruptura experimental do SST

Material de Reparo	Coefficiente de Determinação (R^2)	Coesão (MPa)	Coefficiente de Atrito	Ângulo de atrito
R1	0,95	3,9	0,98	44,4°
R2	0,96	4,0	1,13	48,7°
R3	0,98	2,2	1,68	59,2°

Fonte: o autor.

O coeficiente de atrito do R3 é aproximadamente 49% superior ao coeficiente de atrito do material de reparo R2 e 71% superior ao material de reparo R1. A ruptura coesiva do CP

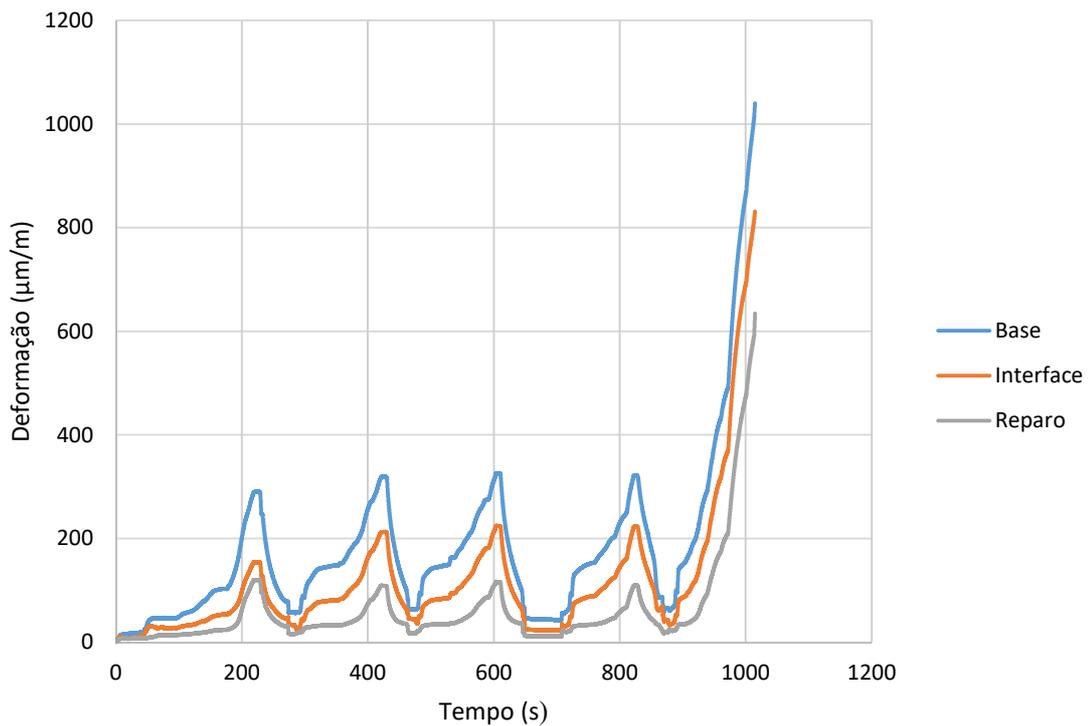
com ângulo de 60° composto por CPR pode ter ocorrido devido ao elevado coeficiente de atrito, sendo conveniente utilizar ângulos superiores de inclinação de interface para obter rupturas adesivas no SST.

Uma possível razão para o elevado coeficiente de atrito é que o CPR (R3), por ser composto por materiais finos, pode preencher os poros presentes na superfície do material de base, aumentando assim a resistência de aderência. Esse fenômeno é apontado por Fazard, Shafieifar e Azizinamini (2019).

4.2.3 Deformação da interface

Na Figura 4.4 apresentam-se as deformações do corpo de prova nas posições indicadas na Figura 3.12.

Figura 4.4 – Diagrama Deformação-Tempo durante o ensaio



Fonte: o autor.

Pode-se notar que a deformação na interface possui valores entre a deformação do concreto base e do concreto de reparo, e observou-se esse comportamento em outros CPs. Em função disso, em outros ensaios optou-se por não utilizar extensômetro na interface e foram utilizados extensômetros apenas no concreto base e no concreto de reparo.

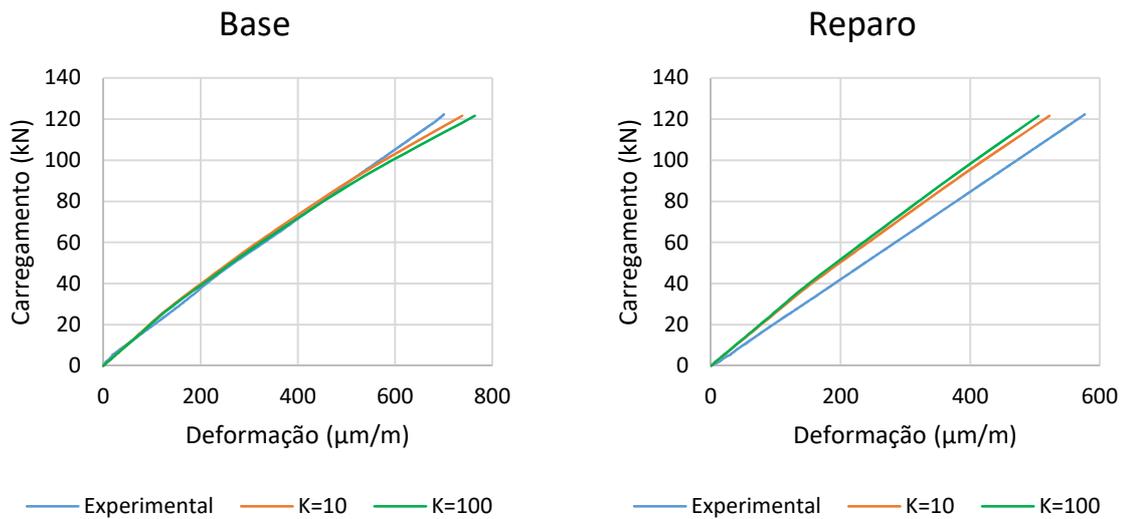
4.3 Modelos numéricos

Nas seções seguintes apresentam-se os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho. Os resultados são agrupados em função do material de reparo utilizado e apresentam gráficos comparando as curvas de carregamento do CP x deformação dos pontos diametralmente opostos indicados na Figura 3.12. Os gráficos apresentam a curva experimental e as curvas obtidas nos modelos numéricos com os valores de rigidez da interface apresentados na Tabela 3.19.

4.3.1 Reparo de 30 MPa

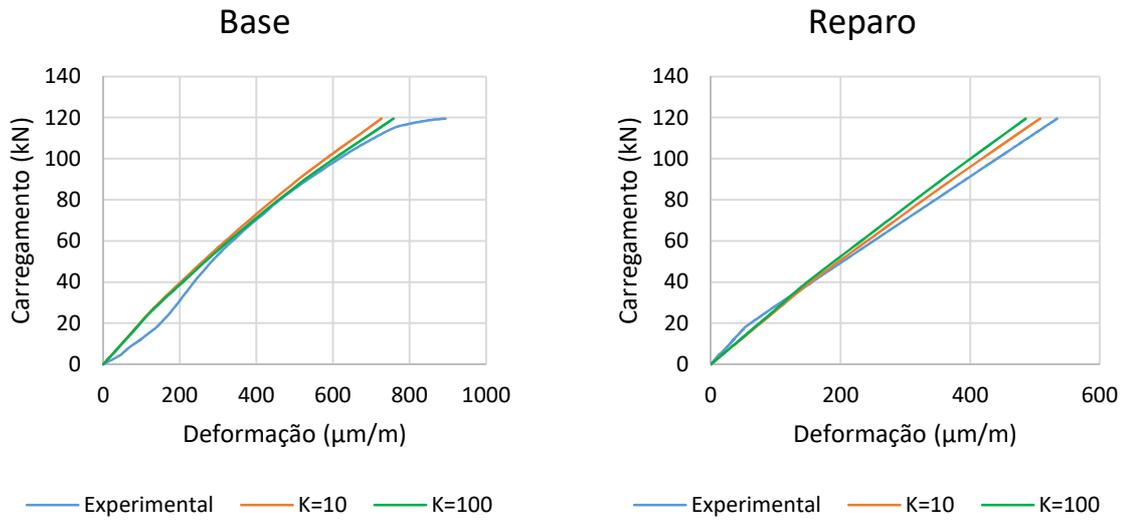
Os resultados obtidos para o material de base e o material de reparo R1 são apresentados na Figura 4.5, na Figura 4.6 e na Figura 4.7.

Figura 4.5 – Carregamento x Deformação do CP de 60° de inclinação com material de reparo R1



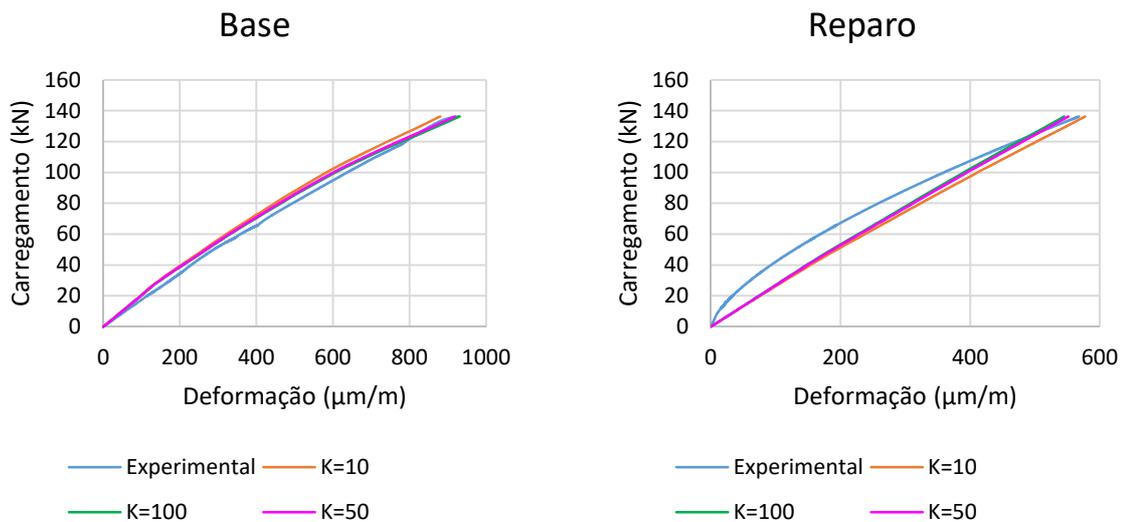
Fonte: o autor.

Figura 4.6 – Carregamento x Deformação do CP de 65° de inclinação com material de reparo R1



Fonte: o autor.

Figura 4.7 – Carregamento x Deformação do CP de 70° de inclinação com material de reparo R1



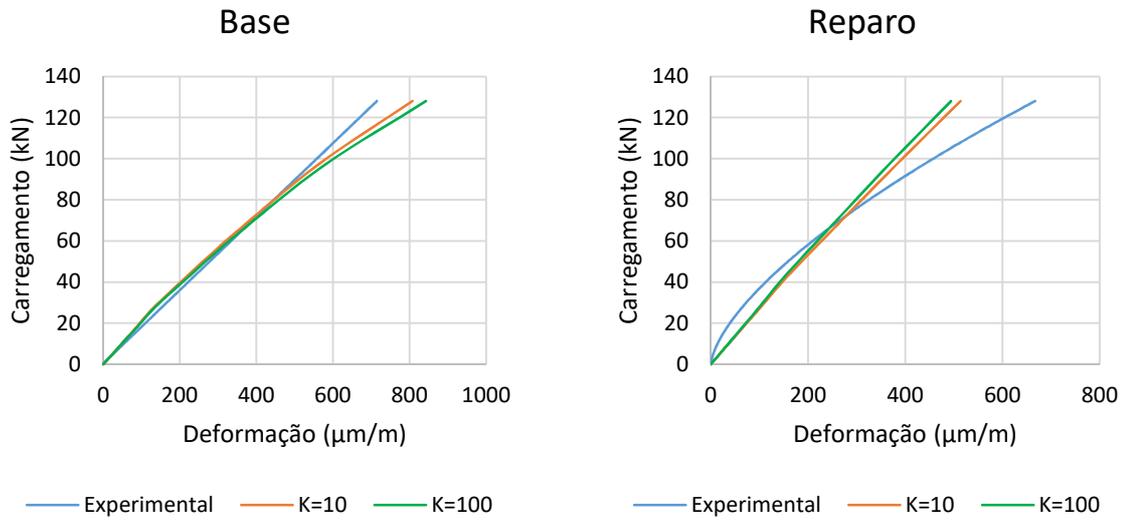
Fonte: o autor.

Observa-se que o comportamento carregamento x deformação são semelhantes, sendo praticamente idênticos em alguns casos, indicando que o modelo representa bem a interação entre os dois materiais.

4.3.2 Reparo de 40 MPa

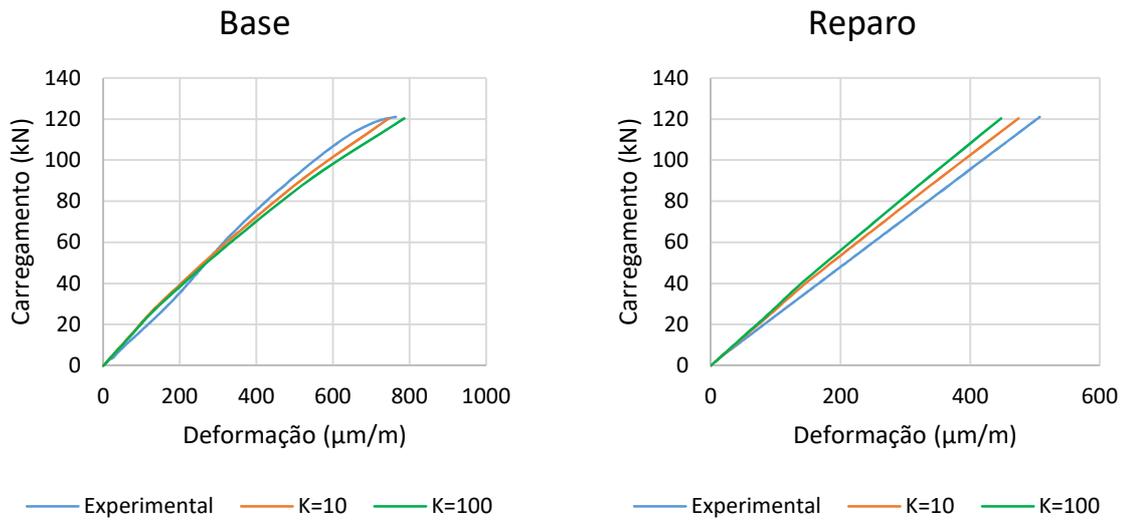
Os resultados obtidos para o material de base e o material de reparo R2 são apresentados na Figura 4.8, na Figura 4.9 e na Figura 4.10.

Figura 4.8 – Carregamento x Deformação do CP de 60° de inclinação com material de reparo R2



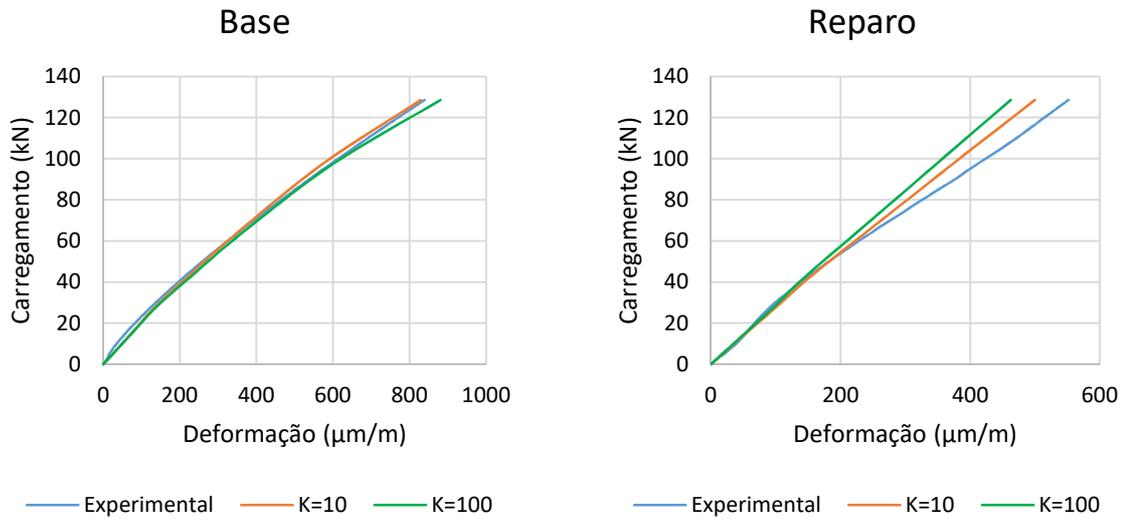
Fonte: o autor.

Figura 4.9 – Carregamento x Deformação do CP de 65° de inclinação com material de reparo R2



Fonte: o autor.

Figura 4.10 – Carregamento x Deformação do CP de 70° de inclinação com material de reparo R2



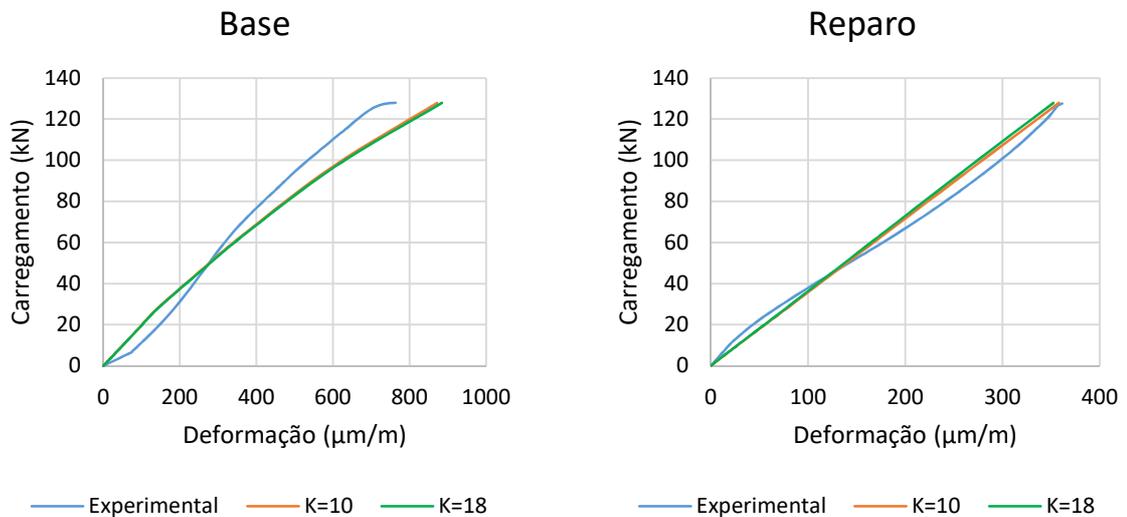
Fonte: o autor.

Assim como no modelo com o material de reparo R1, os modelos referentes aos CPs produzidos com material de reparo R2 também apresentaram um comportamento semelhante ao experimental.

4.3.3 Reparo de CPR

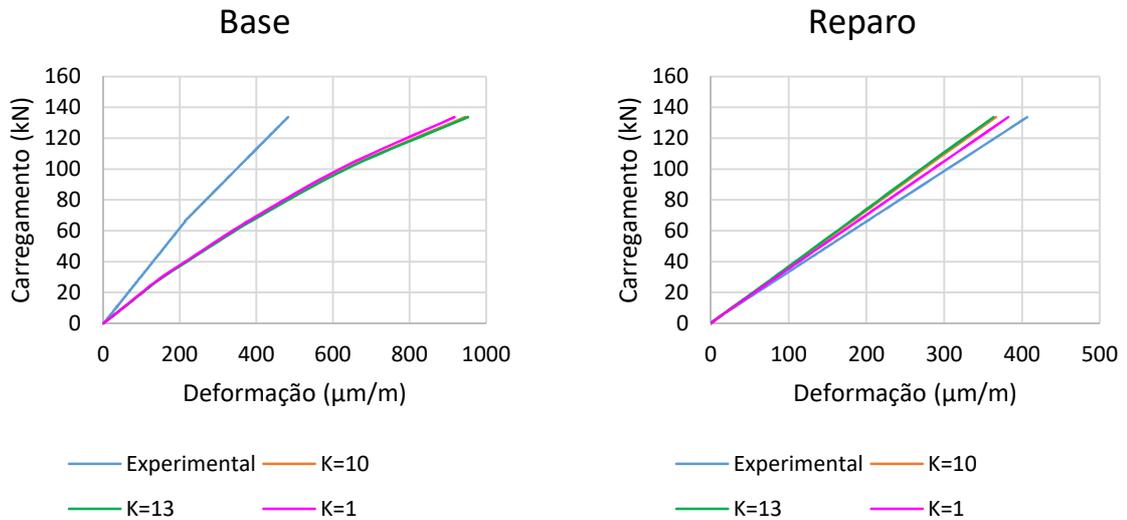
Os resultados obtidos para o material de base e o de reparo R3 são apresentados na Figura 4.11, na Figura 4.12 e na Figura 4.13.

Figura 4.11 – Carregamento x Deformação do CP de 60° de inclinação com material de reparo R3



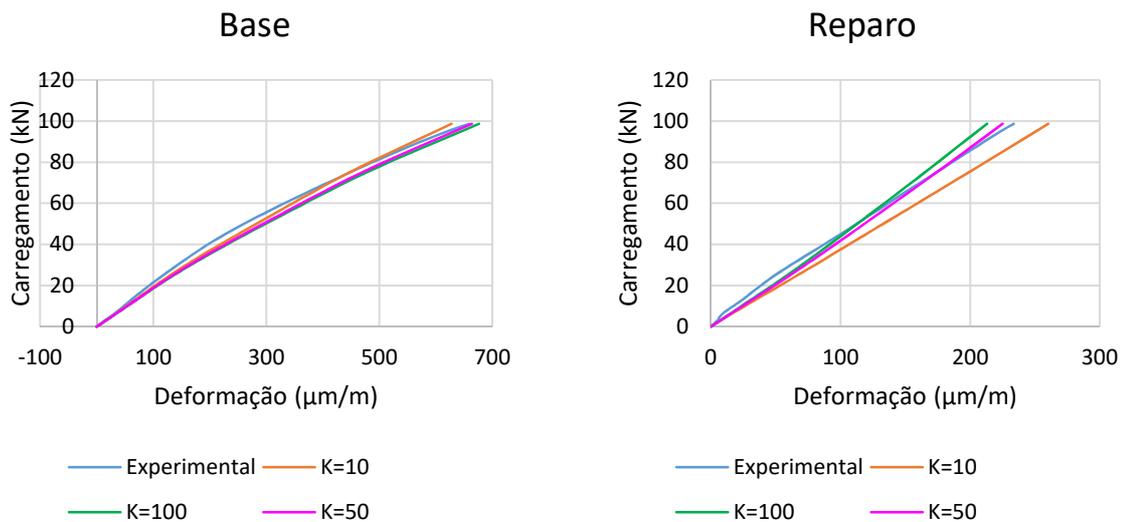
Fonte: o autor.

Figura 4.12 – Carregamento x Deformação do CP de 65° de inclinação com material de reparo R3



Fonte: o autor.

Figura 4.13 – Carregamento x Deformação do CP de 70° de inclinação com material de reparo R3



Fonte: o autor.

Com exceção do material de base com inclinação de 65°, todos os modelos apresentaram um comportamento semelhante ao resultado experimental, o que pode indicar um erro de execução ou de colagem dos extensômetros no ensaio experimental no CP com essa inclinação.

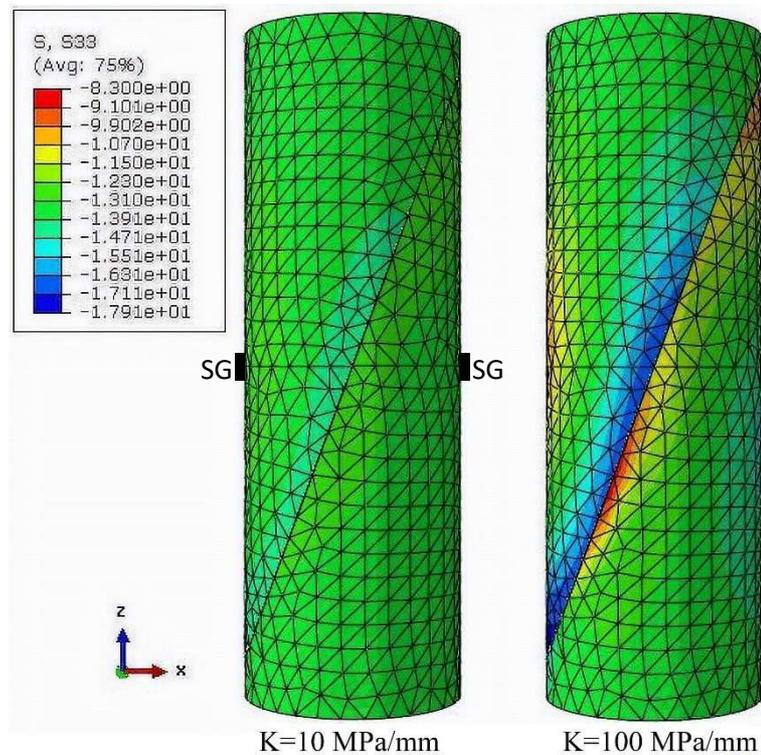
4.3.4 Considerações

Os modelos desenvolvidos indicaram que o valor da rigidez da interface possui maior influência quando o CP possui um material de reparo com maior módulo e maior ângulo de inclinação, como pode ser observado na Figura 4.13, onde é mostrado, no gráfico que apresenta

o comportamento do material de reparo, que há uma diferença considerável entre os resultados dos modelos com uma rigidez da interface de 10 MPa/mm e 100 MPa/mm, enquanto para o material de reparo R1 e inclinação da interface de 70° (Figura 4.7), para os mesmos valores de rigidez da interface, a diferença não é tão perceptível.

Pode-se observar também, com base nos gráficos anteriores, que quanto menor o valor de rigidez da interface, maior é a deformação do material de reparo e à medida que se aumenta a rigidez da interface, diminui a deformação do material de reparo e, conseqüentemente, aumenta a deformação do material de base. A influência da rigidez da interface na distribuição de tensões pode ser observada na Figura 4.14.

Figura 4.14 – Influência da rigidez da interface na distribuição de tensões no CP



Fonte: o autor.

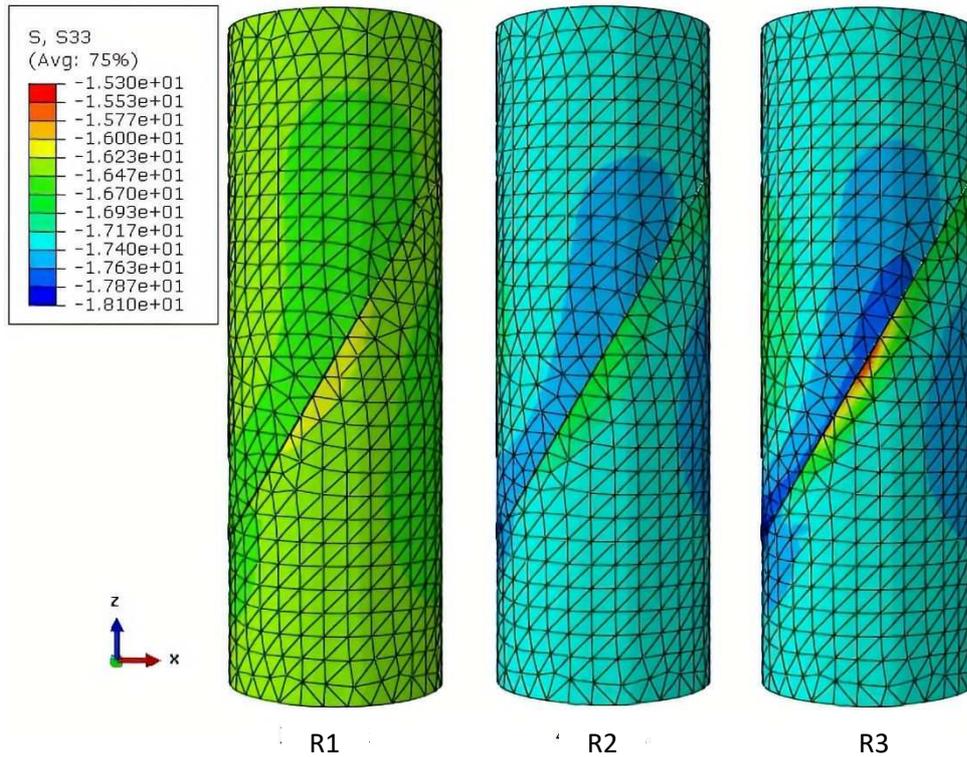
Nota-se que a tensão é distribuída de maneira mais uniforme para o menor valor de rigidez de interface. Também pode ser observado que quanto maior o valor de rigidez da interface, maior é a concentração de tensão na interface do material de reparo e menor na interface do material de base. Nos pontos diametralmente opostos que foram analisados, a tensão no material de reparo é menor para a rigidez de interface de 100 MPa/mm e um pouco superior no material de base, quando comparado ao modelo com rigidez de interface igual a 10 MPa/mm.

4.4 Distribuição de tensões e deformações nos corpos de prova

4.4.1 Tensão de compressão

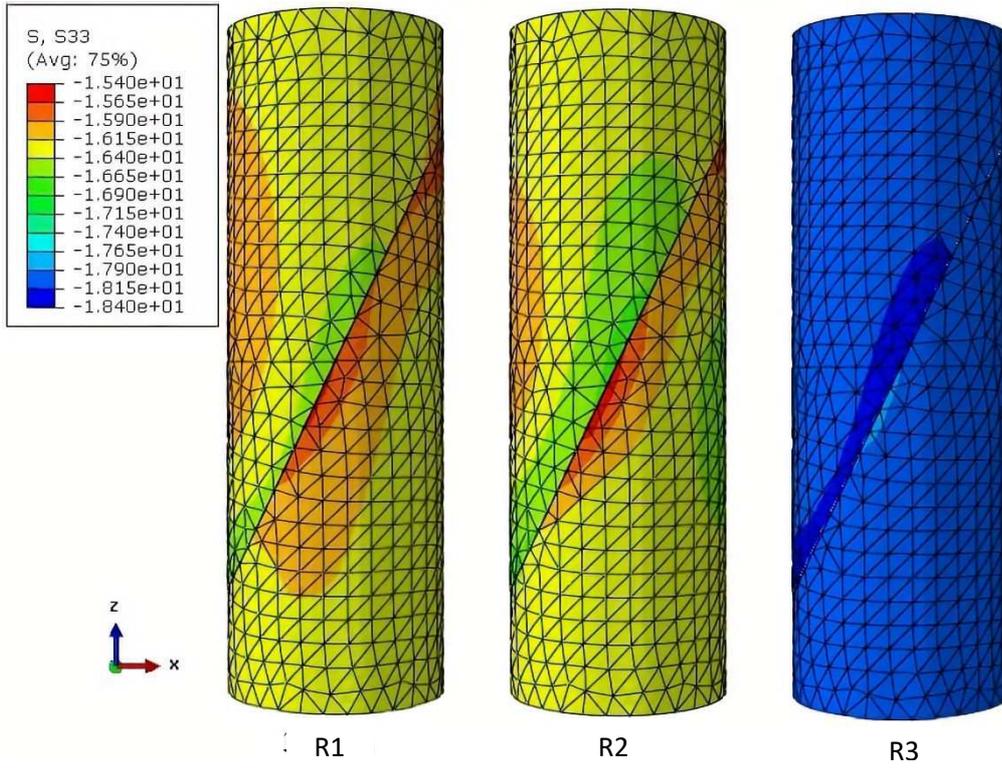
A distribuição de tensões nos CPs no último passo de carga, que corresponde a carga de ruptura do ensaio experimental, é apresentada na Figura 4.15, na Figura 4.16 e na Figura 4.17.

Figura 4.15 – Distribuição de tensões no ensaio para o ângulo de 60°



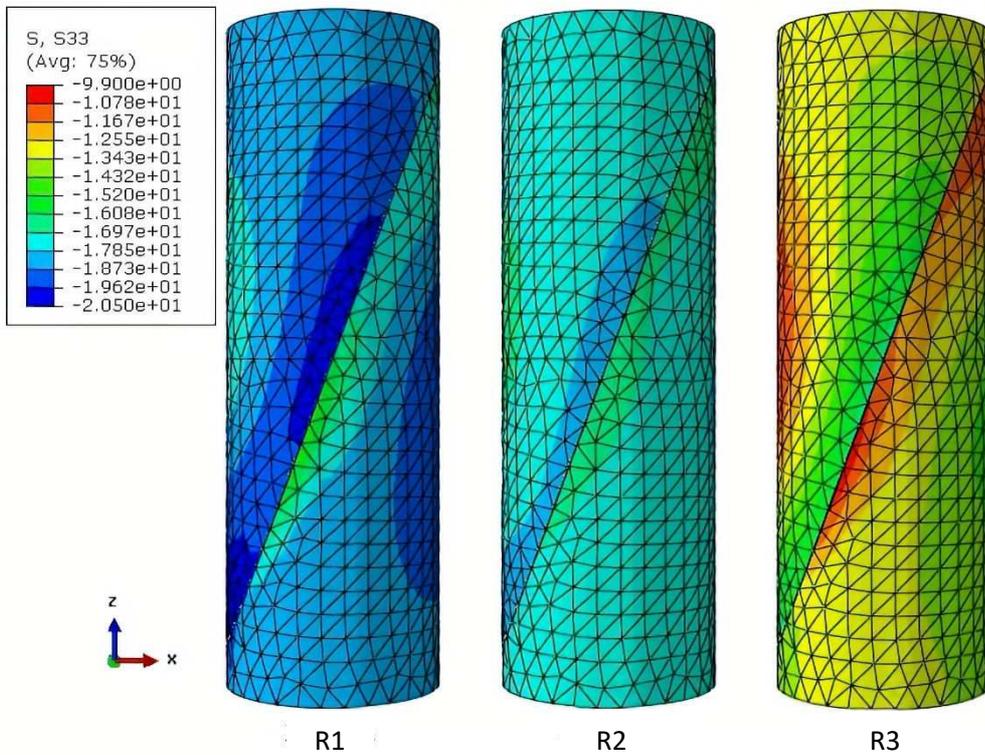
Fonte: o autor.

Figura 4.16 – Distribuição de tensões no ensaio para o ângulo de 65°



Fonte: o autor.

Figura 4.17 – Distribuição de tensões no ensaio para o ângulo de 70°



Fonte: o autor.

Nota-se que à medida que aumenta-se o ângulo de inclinação da interface, menor é a uniformidade da distribuição de tensões, principalmente para o CP com CPR como material de reparo. No caso do ângulo de inclinação de 65° , o valor de rigidez da interface de 1 MPa/mm não permitiu a ruptura do modelo, o que ocasionou esse fenômeno de distribuição uniforme.

Além disso, percebe-se, em todos os casos, que a região em que há maior concentração de tensão é na região próxima à interface do material de reparo, enquanto a região com os menores valores de tensões é a região próxima à interface do material de base. Outra região que apresenta uma maior concentração de tensões é a parte mais inferior do material de reparo, nessa região é possível observar fraturas nos CPs, como mostrado na Figura 4.18.

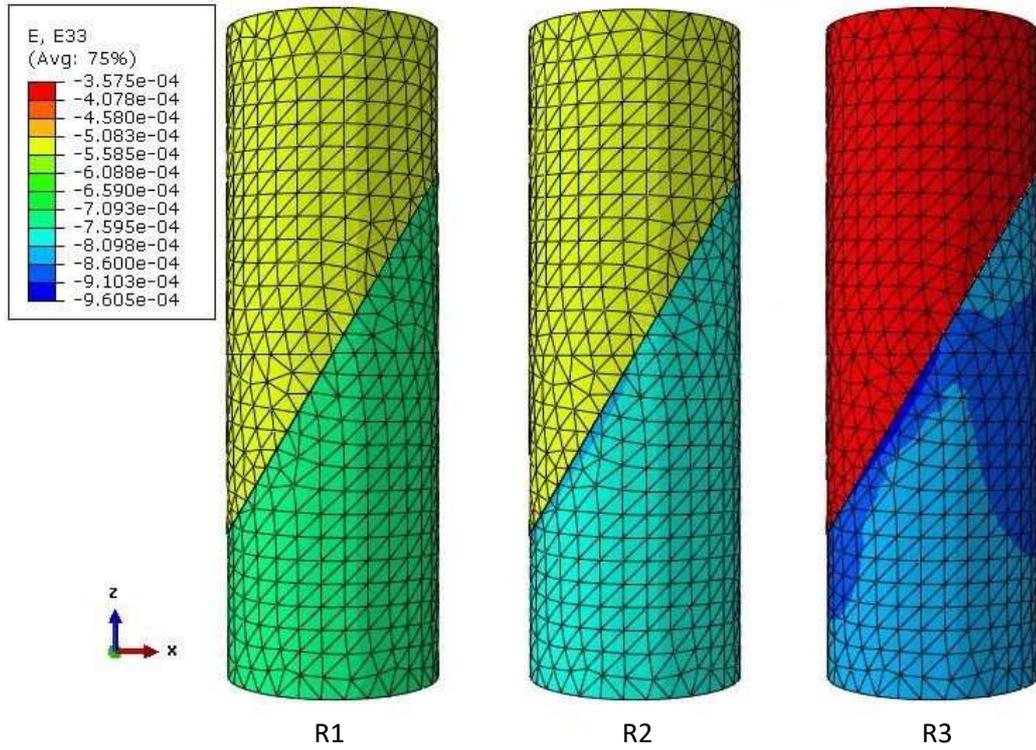
Figura 4.18 – Fraturas nos CPs no concreto base



4.4.2 Deformações

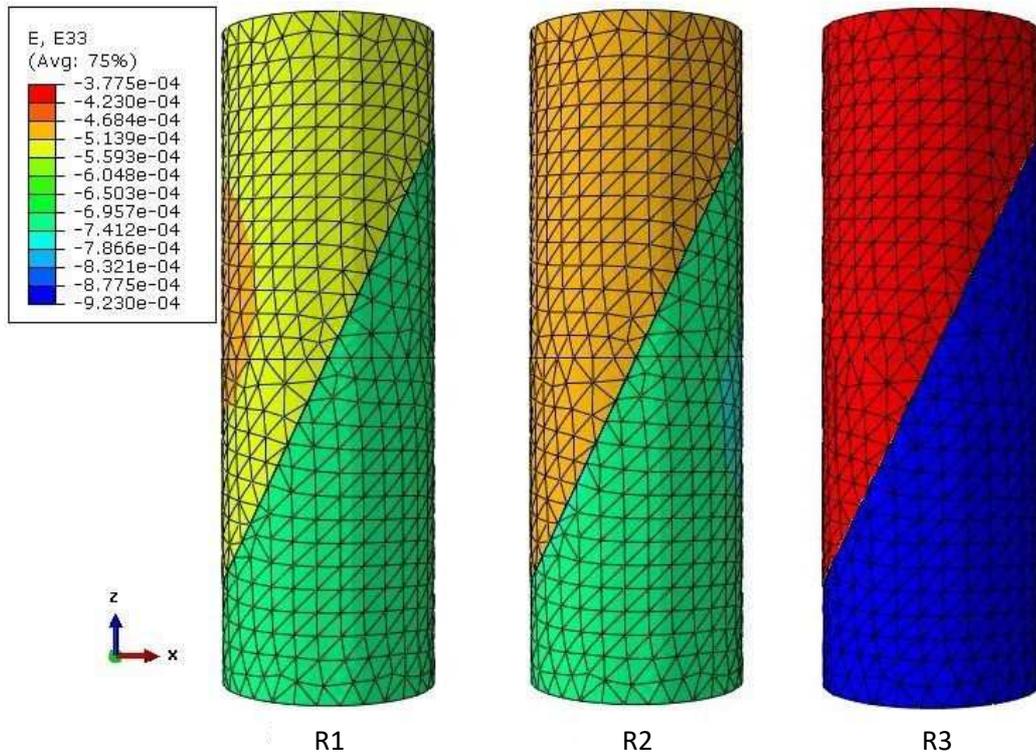
As deformações dos CPs são apresentadas na Figura 4.19, na Figura 4.20 e na Figura 4.21.

Figura 4.19 – Distribuição de deformações no ensaio para o ângulo de 60°



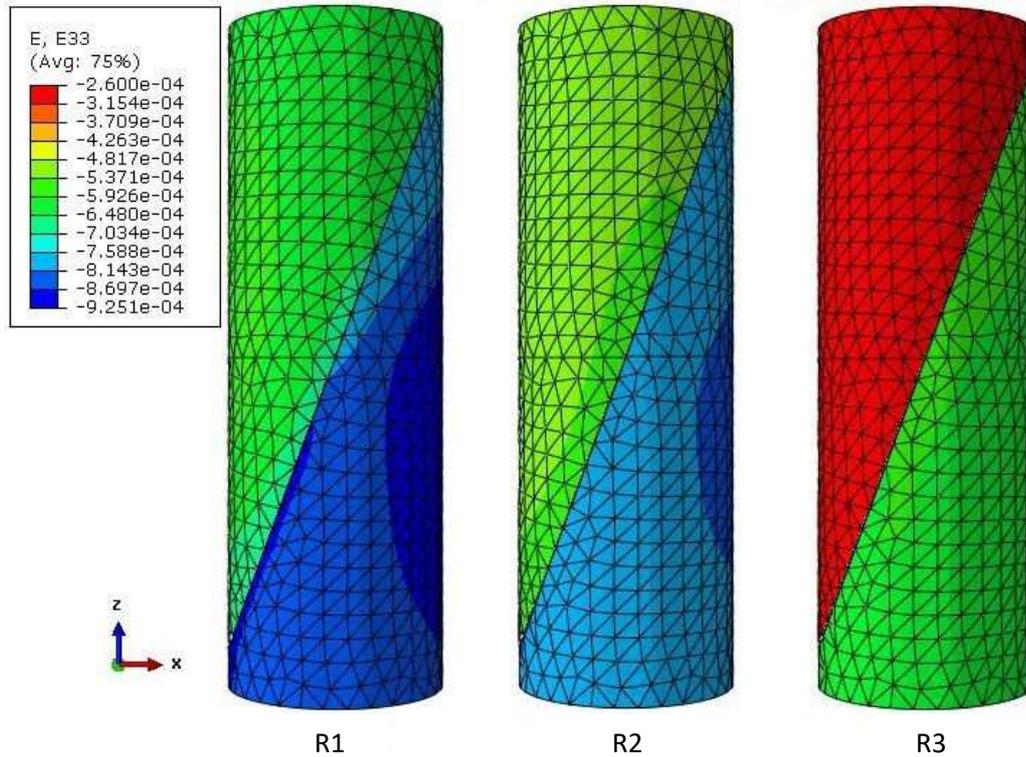
Fonte: o autor.

Figura 4.20 – Distribuição de deformações no ensaio para o ângulo de 65°



Fonte: o autor.

Figura 4.21 – Distribuição de deformações no ensaio para o ângulo de 70°



Fonte: o autor.

Por ser um material mais rígido que o concreto convencional, o CPR apresentou menor deformação independente do ângulo de inclinação. Para os ângulos de 60° e 65°, os CPs com CPR apresentaram uma maior diferença entre as deformações do material de base e de reparo.

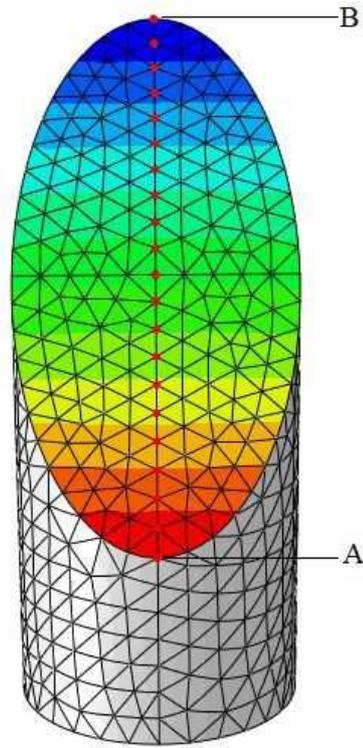
Nota-se também que para os ângulos de 60° e 65° há pouca diferença entre as deformações dos CPs para todos os materiais de reparo, enquanto para os ângulos de 70° há maiores diferenças de deformações.

Além disso, pode-se observar que as deformações do R3 estão muito abaixo da deformação máxima do modelo constitutivo apresentado no item 3.8.3, o que valida a suposição de não considerar uma fase pós-pico.

4.4.3 Tensão normal e de cisalhamento

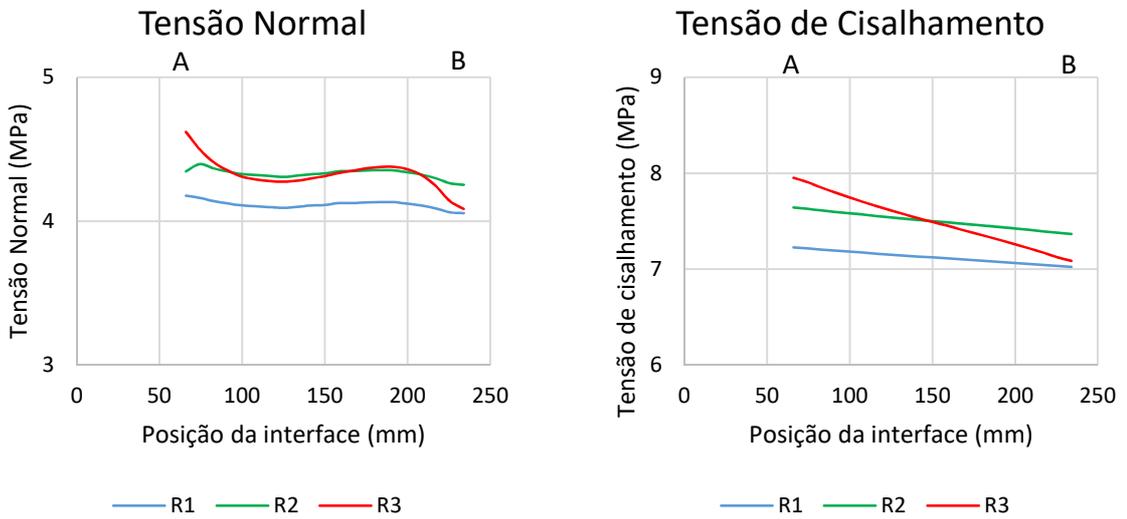
As distribuições de tensão normal e de cisalhamento foram obtidas selecionando os pontos apresentados na Figura 4.22 e os gráficos mostrando a distribuição de tensões na interface são apresentados na Figura 4.23, na Figura 4.24 e na Figura 4.25.

Figura 4.22 – Pontos selecionados para determinar as tensões normal e de cisalhamento dos modelos numéricos



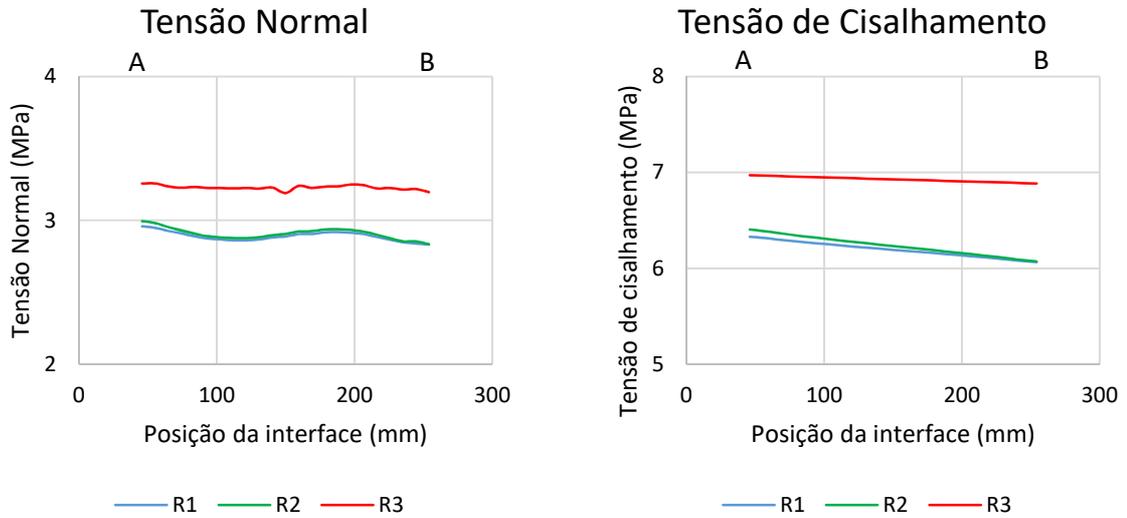
Fonte: o autor.

Figura 4.23 – Distribuição de tensões na interface para o ângulo de 60°



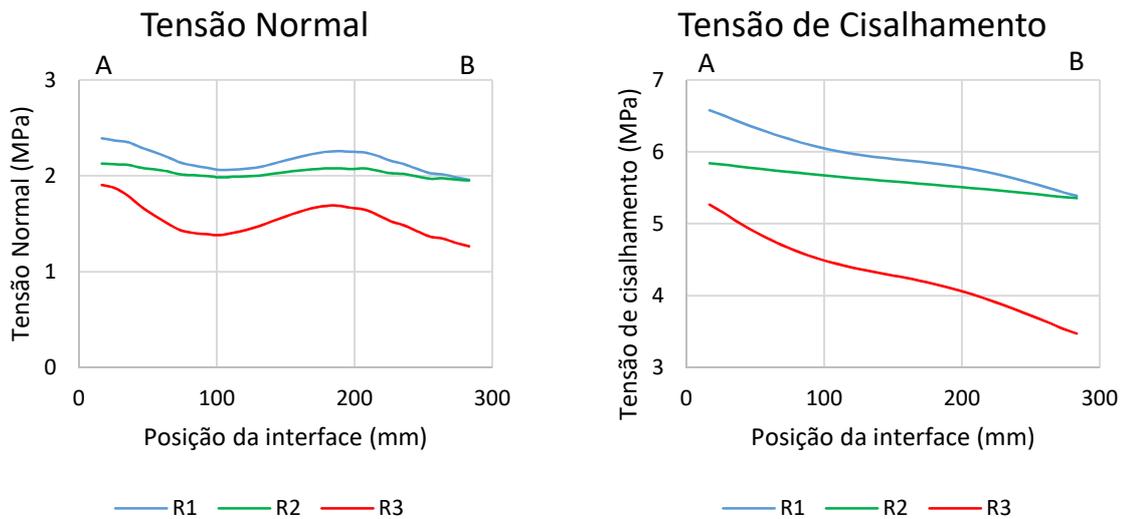
Fonte: o autor.

Figura 4.24 – Distribuição de tensões na interface para o ângulo de 65°



Fonte: o autor.

Figura 4.25 – Distribuição de tensões na interface para o ângulo de 70°



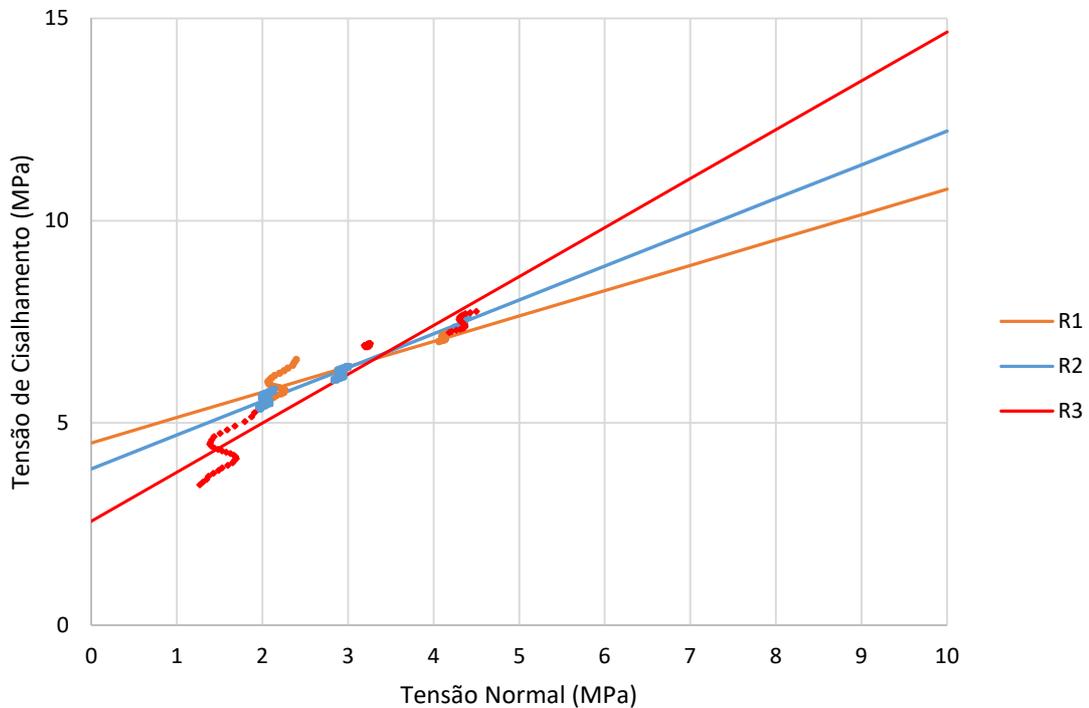
Fonte: o autor.

Observa-se que para materiais de reparo de resistência superior, a distribuição de tensões na interface é menos uniforme, como observado por Júlio *et al.* (2006). Porém, não foi observada a mesma discrepância entre os valores de tensões normal e de cisalhamento entre os pontos extremos da interface que os autores apresentaram em seus modelos. O caso mais extremo observado neste trabalho foi uma diferença de 1,8 MPa entre os pontos extremos da interface do CP com inclinação de 70° e CPR (R3). Isso pode ser decorrente do fato do modelo 2D desenvolvido pelos autores desconsiderar o efeito de Poisson relativo à geometria tridimensional.

Além disso, nota-se que os valores de tensões normais e de cisalhamento apresentados pelo modelo possuem diferenças notáveis com os resultados obtidos experimentalmente. No caso do CP com material de reparo R2 e ângulo de inclinação de 60° , que apresentou um valor experimental médio de 11 MPa de tensão de cisalhamento, observa-se que o modelo apresentou uma tensão média de 7,5 MPa.

Foram observadas maiores diferenças nos CPs que apresentam material de reparo R2 e R3. Sendo assim, foi desenvolvido um critério de ruptura com os resultados obtidos com os modelos numéricos (Figura 4.26).

Figura 4.26 – Critério de ruptura numérico do SST



Fonte: o autor.

Na Tabela 4.10 apresentam-se os resultados obtidos pelos critérios de ruptura dos modelos numéricos.

Mesmo havendo uma diferença entre os resultados numéricos e experimentais, o comportamento é semelhante ao comportamento experimental e ao comportamento apresentado por Júlio *et al.* (2006). A coesão do material de reparo com maior resistência à compressão é inferior aos valores obtidos nos materiais menos resistentes. Por outro lado, o coeficiente de

atrito do material de reparo com maior resistência é superior aos obtidos nos materiais menos resistentes.

Tabela 4.10 – Propriedades do critério de ruptura numérico do SST

Material de Reparo	Coefficiente de Determinação (R²)	Coesão (MPa)	Coefficiente de Atrito	Ângulo de atrito
R1	0,87	4,5	0,63	32,2°
R2	0,98	3,9	0,84	40,0°
R3	0,92	2,5	1,21	50,4°

Fonte: o autor.

As diferenças percentuais dos resultados obtidos numericamente comparados aos resultados experimentais são apresentadas na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Diferença entre os critérios de ruptura experimental e numérico

Material de Reparo	Propriedade	Experimental	Modelo	Diferença
R1	Coesão	3,9 MPa	4,5 MPa	+15,38%
	Coef. De Atrito	0,98	0,63	-35,71%
	Ângulo de Atrito	44,4°	32,2°	-27,48%
R2	Coesão	4,0 MPa	3,9 MPa	-2,50%
	Coef. De Atrito	1,13	0,84	-25,66%
	Ângulo de Atrito	48,7°	40,0°	-17,86%
R3	Coesão	2,2 MPa	2,5 MPa	+13,64%
	Coef. De Atrito	1,68	1,21	-27,98%
	Ângulo de Atrito	59,2°	50,4°	-14,86%

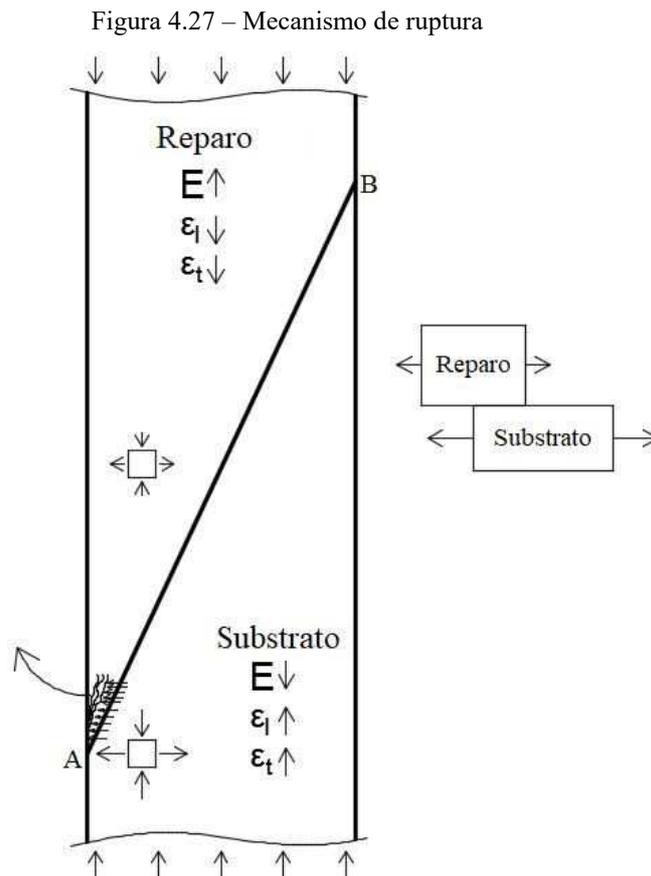
Fonte: o autor.

Nota-se que, apesar do comportamento semelhante, há uma diferença relevante entre o modelo numérico e o resultado experimental, o que pode ser um indício de que as equações da resistência dos materiais utilizadas por Austin, Robins e Pan (1999) pode apresentar divergências quando a resistência entre o material de base e o material de reparo divergem muito, tendo em vista que a distribuição de tensões no CP nessa situação não é uniforme,

havendo concentração de tensões em determinadas regiões do CP, como mostrado no item 4.4.1.

4.5 Considerações acerca do mecanismo de ruptura

Pode-se observar na Figura 4.27 o mecanismo de ruptura do SST.



Fonte: o autor.

Os materiais possuem coeficiente de Poisson semelhantes e o material do substrato possui menor módulo de elasticidade, conseqüentemente, o material do substrato apresenta maiores deformações longitudinais e transversais. Sendo assim, a região onde há menor quantidade de material de reparo sofre um maior efeito dessa deformação do substrato.

Tal fenômeno ocorre no ponto "A", indicado na Figura 4.27, e pode ser observado no item 4.4.1 e no item 4.4.3, onde a região indicada pelo ponto "A" apresenta os maiores valores de tensão, indicando que o início da ruptura ocorre nessa região.

5 CONCLUSÕES

5.1 Conclusões gerais

Neste trabalho foram avaliados os efeitos da variação do ângulo de inclinação e da resistência à compressão do material de reparo no SST, e também foi avaliada a aderência do CPR e o comportamento do material quando aderido a um material com diferentes propriedades mecânicas.

Para o SST foram produzidos e ensaiados CPs com um substrato de concreto com f_{ck} de 20 MPa aos 28 dias, variando o ângulo de inclinação da interface (60° , 65° , 70°) e variando o material de reparo com f_{ck} aos 28 dias de 30 MPa, 40 MPa e 120 MPa (CPR). Além disso, foram desenvolvidos modelos numéricos para melhor compreensão do comportamento do CPR no ensaio.

A análise estatística indicou que o material de reparo de 30 MPa acarretou um menor valor de resistência no SST quando comparado aos outros materiais, indicando que a partir de um determinado valor de resistência do material de reparo, a tensão de ruptura não difere significativamente. Além disso, a análise estatística mostrou que o aumento do ângulo de inclinação da interface provoca uma redução da tensão de ruptura no SST, para o ângulo de 70° , não importa o material de reparo, a tensão de ruptura não apresenta diferença significativa.

As tensões normal e de cisalhamento decrescem à medida que o ângulo aumenta. Para o ângulo de 60° nos CPs com CPR obteve-se rupturas coesivas, não sendo possível determinar a tensão de cisalhamento de ruptura do CP produzido com CPR, enquanto os CPs com os outros materiais de reparo obtiveram ruptura adesiva, indicando uma maior aderência do CPR. Dessa forma, considerando uma superfície lisa, não é recomendado utilizar ângulos menores ou igual a 60° para o SST. Isso indica que, para esse ângulo, ou ângulos inferiores, em um caso de reparo de estruturas, pode ser utilizado um grau de rugosidade mais brando.

Para ângulos de 70° sem preparo da superfície, o SST mostrou que o CPR apresenta uma menor resistência de aderência, o que indica, para um caso de reparo de estruturas, áreas reparadas que possuam ângulos de inclinação de 70° ou superiores, em relação com a horizontal, é necessário um grau de rugosidade mais elevado, como forma de aumentar a aderência do material.

O CPR é um material novo que difere muito de concretos convencionais e que possui um potencial para diversas aplicações, porém, ainda não se tem conhecimento aprofundado desse material. O SST permitiu que fosse observado o comportamento do CPR quando aderido a outro material, e considerando que não há normas brasileiras especificando ensaios de aderência entre concretos, é pertinente a adequação do ensaio para uma melhor análise desse material.

A simulação numérica por elementos finitos permitiu uma melhor compreensão do comportamento do CPR e como se dá o colapso nesse ensaio, indicando que a falha começa na parte onde há menor quantidade de material de reparo.

A distribuição de tensões nos CPs durante o ensaio é disforme, como mostrado nos modelos numéricos desenvolvidos. Porém, diferente do que se esperava, as tensões não ficam inteiramente concentradas no material com maior módulo de elasticidade, os picos de tensões no material de reparo se concentram na interface do material de reparo, e outras regiões do material apresentam tensões próximas aos menores valores de tensões registrados.

As equações desenvolvidas para determinar as tensões normal e de cisalhamento podem superestimar esses valores quando há uma discrepância de propriedades mecânicas entre os materiais utilizados no ensaio, como indicado pelos resultados obtidos via modelos numéricos.

Os critérios de ruptura, tanto experimental quanto o numérico, apesar das divergências de valores, indicaram um comportamento semelhante, mostrando que o CPR, apesar de apresentar uma menor coesão, apresenta um maior coeficiente de atrito, indicando que uma pequena variação na preparação da superfície acarreta em uma elevada melhora da aderência. Sendo assim, o CPR mostra ser um material com potencial para ser utilizado como um material de reparo de estruturas de concreto armado.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Durante o desenvolvimento deste trabalho, algumas indagações foram feitas que valem ser investigadas, então, sugere-se que algumas questões sejam abordadas em trabalhos futuros, tais como:

- realizar o SST variando o preparo da superfície de contato, avaliando o comportamento do CPR quando aplicado em uma superfície rugosa;

- avaliar a durabilidade do CPR com exposição a condições agressivas;
- avaliar o comportamento de elementos estruturais de concreto armado reparados utilizando o CPR;
- aprofundar o estudo dos parâmetros de contato de interface em modelos numéricos, com foco nos parâmetros de rigidez de interface adequados para reparos em elementos de concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AÏTCIN, P. C. Cements of yesterday and today: Concrete of tomorrow. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 9, p. 1349-1359, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C128 / C128M-15**: Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.

_____. **C882 / C882M-13**: Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems Used With Concrete By Slant Shear. West Conshohocken, PA, 2013. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpo de prova. 2. ed. Rio de Janeiro, 2016. 9 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. 1. ed. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.

_____. **NBR 7215**: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. 2. ed. Rio de Janeiro, 2019. 8 p.

_____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. 1. ed. Rio de Janeiro, 2017. 20 p.

_____. **NBR 11579**: Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 µm (nº 200). 2. ed. Rio de Janeiro, 2013. 4 p.

_____. **NBR 11582**: Cimento Portland – Determinação da expansibilidade de Le Chatelier. 3. ed. Rio de Janeiro, 2016. 4 p.

_____. **NBR 15575-1**: Edificações Habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. 4. ed. Rio de Janeiro, 2013. 60 p.

_____. **NBR 16372**: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). 1. ed. Rio de Janeiro, 2015. 11 p.

_____. **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. 1. ed. Rio de Janeiro, 2017. 4 p.

_____. **NBR 16606**: Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal. 2. ed. Rio de Janeiro, 2018. 8 p.

_____. **NBR 16607**: Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega. 2. ed. Rio de Janeiro, 2018. 4 p.

_____. **NBR NM 30**: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. 1 ed. Rio de Janeiro, 2001. 3 p.

_____. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. 1 ed. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

_____. **NBR NM 46**: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75um, por lavagem. 1 ed. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR NM 49**: Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2001. 3 p.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. 1 ed. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. 1 ed. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. 1 ed. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.

_____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. 1 ed. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

AUSTIN, S.; ROBINS, P.; PAN, Y.; Shear bond testing of concrete repairs. **Cement and Concrete Research**, v. 29, n. 7, p. 1067-1076, 1999.

BINA, P. Concretos de Pós Reativos: uma revolução no conceito do concreto. **Revista Técnica**, n.38, jan. 1999. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/38/artigo287168-1.aspx>>. Acesso em: 28 out. 2017.

BIZ, C. E. **Concreto de pós reativos**. 2001. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

BONNEAU, O.; VERNET, C.; MORANVILLE, M.; AÏTCIN, P. C. Characterization of the granular packing and percolation threshold of reactive powder concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 12, p. 1861-1867, 2000.

BRITISH STANDARD. **BS EN 12615:1999**: Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Test methods – Determination of slant shear strength. United Kingdom, 1999. 12 p.

CHAN, Y. W.; CHU, S. H. Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 7, p. 1167-1172, 2004.

CLÍMACO, J. C. T. S.; REGAN, P. E. Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs, **Magazine of Concrete Research**, v. 53, n. 6, p. 377-390, 2001.

DIAB, A. M.; ELMOATY, A. E. M. A.; ELDIN, M. R. T. Slant shear bond strength between self compacting concrete and old concrete. **Construction and Building Materials**, v. 130, n. 1, p. 73-82, 2017.

DONG, S.; HAN, B.; YU, X.; OU, J. Constitutive model and reinforcing mechanisms of uniaxial compressive property for reactive powder concrete with super-fine stainless wire. **Composites Part B: Engineering**, v. 166, n. 1, p. 298-309, 2019.

DOUBA, A.; GENEDY, M.; MATTEO, E. N.; KANDIL, U. F.; STORMONT, J.; TAHA, M. M. R. The significance of nanoparticles on bond strength of polymer concrete to steel. **International Journal of Adhesion and Adhesives**, v. 74, n. 1, p. 77-85, 2017.

EMMONS, P. H.; VAYSBURD, A. M. System concept in design and construction of durable concrete repairs. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 1, p. 69-75, 1996.

EYMARD, M.; PLASSIARD, J. P.; PERROTIN, P.; FAY, S. L. Interfacial strength study between a concrete substrate and an innovative sprayed coating. **Construction and Building Materials**, v. 79, n. 1, p. 345-356, 2015.

FAZARD, M.; SHAFIEIFAZ, M.; AZIZINAMINI, A.; Experimental and numerical study on bond strength between conventional concrete and Ultra High-Performance Concrete (UHPC). **Engineering Structures**, v. 186, n. 1, p. 297-305, 2019.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model Code 2010**: Final draft – Volume 1. Lausanne, Switzerland, 2012. 357p.

FEYLESSOUFI, A.; CRESPIAN, M.; DION, P.; BERGAYA, F.; DAMME, H. V.; RICHARD, P. Controlled rate thermal treatment of reactive powder concretes. **Advanced Cement Based Materials**, v. 6, n. 1, p. 21-27, 1997.

GUSMÃO, A. C. **Utilização do concreto de pós reativos como material de reparo** – ênfase na resistência de aderência. 2017. 167 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2017.

JÚLIO, E. N. B. S.; BRANCO, F. A. B.; SILVA, V. D.; LOURENÇO, J. F. Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate. **Building and Environment**, v. 46, n. 1, p. 1934-1939, 2006.

LEE, M. G.; WANG, Y. C.; CHIU, C. T. A preliminary study of reactive powder concrete as a new repair material. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 1, p. 182-189, 2007.

MACHADO, F. G. D. **Avaliação das propriedades físicas e mecânicas do concreto de pós reativos utilizando resíduo de granito, no estado fresco e endurecido**. 2019. 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2019.

MC-BAUCHEMIE. **Fichas Técnicas**: MC-PowerFlow 1108. Vargem Grande Paulista: MC-Bauchemie, 2015.

MOMAYEZ, A.; EHSANI, M. R.; RAMEZANIANPOUR, A. A.; RAJAIE, H. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 4, p. 748-757, 2005.

MORGAN, D. R. Compatibility of concrete repair materials and systems. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 1, p. 57-67, 1996.

MOURA, E. **Ultrafinos**. set. 2009. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/150/artigo285469-2.aspx>>. Acesso em: 28 out. 2017.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. Composition of reactive powder concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1501-1511, 1995.

ROBINS, P. J.; AUSTIN S. A.; A unified failure envelope from the evaluation of concrete repair bond tests, **Magazine of Concrete Research**, v. 47, n. 170, p. 57-68, 1995.

SALDANHA, R.; JÚLIO, E.; COSTA, D. D.; SANTOS, P. A modified slant shear test designed to enforce adhesive failure. **Construction and Building Materials**, v. 41, n. 1, p. 673-680, 2013.

SANTOS, C. F. R.; ALVARENGA, R. C. S. S.; RIBEIRO, J. C. L.; CASTRO, L. O.; SILVA, R. M.; SANTOS, A. A. R.; NALON, G. H. Avaliação numérico-experimental de prismas de alvenaria estrutural pelo método dos elementos finitos. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 2, p. 477-508, 2017.

SANTOS, R. F. **Avaliação numérica de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidos à carregamentos cíclicos**. 2019. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2019.

SIMULIA. **Abaqus/CAE User's Manual**. Disponível em: <<http://abaqus.software.polimi.it/v6.12/books/usb/default.htm>>, 2012. Acesso em: 12 mai. 2019.

SOUZA, R. H. F. Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal. 1990. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1990.

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

VANDERLEI, R. D. **Análise Experimental do Concreto de Pós Reativos: Dosagem e Propriedades Mecânicas**. 2004. 168 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

VAYSBURD, A. M.; EMMONS, P. H. How to make today's repairs durable for tomorrow - corrosion protection in concrete repair. **Construction and Building Materials**, v. 14, n. 1, p. 189-197, 2000.

WANG, B.; LI, Q.; LIU, F.; WANG, J.; XU, S. Shear bond assessment of UHTCC repair using push-out test. **Construction and Building Materials**, v. 164, n. 1, p. 206-216, 2018.

YANZHOU, P.; JUN, Z.; JIUYAN, L.; JIN, K.; FAZHOU, W. Properties and microstructure of reactive powder concrete having a high content of phosphorous slag powder and silica fume. **Construction and Building Materials**, v. 101, n. 1, p. 482-487, 2015.

YAZICI, H.; DENIZ, E.; BARADAN, B.; The effect of autoclave pressure, temperature and duration time on mechanical properties of reactive powder concrete. **Construction and Building Materials**, v. 42, n. 1, p. 53-63, 2013.

YAZICI, H.; YARDIMCI, M. Y.; AYDIN, S.; KARABULT, A. Ş. Mechanical properties of reactive powder concrete containing mineral admixtures under different curing regimes. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 3, p. 1223-1231, 2009.

YAZICI, H.; YARDIMCI, M. Y.; YIGITER, H.; AYDIN, S.; TÜRKEL, S. Mechanical properties of reactive powder concrete containing high volumes of ground granulated blast furnace slag. **Cement & Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 639-648, 2010.

YUNSHENG, Z.; WEI, S.; SIFENG, L.; CHUJIE, J.; JIANZHONG, L. Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static–dynamic behaviors. **Cement & Concrete Composites**, v. 30, n. 9, p. 831-838, 2008.

ZANOTTI, C.; BANTHIA, N.; PLIZZARI, G.; A study of some factors affecting bond in cementitious fiber reinforced repairs. **Cement and Concrete Research**, v. 63, n. 1, p. 117-126, 2014.

ZHU, P.; MAO, X.; QU, W.; LI, Z.; MA, Z. J. Investigation of using recycled powder from waste of clay bricks and cement solids in reactive powder concrete. **Construction and Building Materials**, v. 113, n. 1, p. 246-254, 2016.

APÊNDICE A

Neste Apêndice são apresentados os resultados de resistência dos concretos produzidos até os 63 dias de idade, para os concretos de base, e 28 dias de idade para os concretos de reparo. As Tabelas A.1, A.2, A.3, A.4, A.5 e A.6 apresentam os resultados obtidos. Além disso, na Tabela A.7 são apresentados os valores experimentais do SST utilizados para a análise estatística.

Tabela A.1 – Resistência à compressão do concreto base para 30 MPa

Idade (Dias)	f_c (MPa)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. De Variação (%)
3	8,6	8,7	0,1	1,1
	8,6			
	8,8			
7	13,6	13,7	0,2	1,6
	13,9			
	13,5			
28	20,9	19,8	0,9	4,6
	19,5			
	19,2			
63	23,0	24,2	1,2	4,8
	25,3			
	24,3			

Fonte: o autor.

Tabela A.2 – Resistência à compressão do concreto de reparo de 30 MPa

Idade (Dias)	f_c (MPa)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. De Variação (%)
3	18,2	17,2	0,9	5,0
	16,6			
	16,8			
7	26,7	27,0	0,4	1,3
	27,0			
	27,4			
28	34,7	33,5	1,3	3,9
	32,1			
	22,6			

Fonte: o autor.

Tabela A.3 – Resistência à compressão do concreto base para 40 MPa

Idade (Dias)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. De Variação (%)
3	9,8	0,2	2,5
7	16,0	0,6	3,7
28	22,0	0,8	3,5
63	25,0	3,8	15,3

Fonte: o autor.

Tabela A.4 – Resistência à compressão do concreto de reparo de 40 MPa

Idade (Dias)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. De Variação (%)
3	23,6	0,7	2,9
7	29,6	0,8	2,8
28	37,7	0,6	1,5

Fonte: o autor.

Tabela A.5 – Resistência à compressão do concreto base para CPR

Idade (Dias)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. De Variação (%)
3	6,5	0,8	12,6
7	11,5	0,5	4,1
28	18,0	0,9	4,9
63	20,1	0,6	2,9

Fonte: o autor.

Tabela A.6 – Resistência à compressão do concreto de reparo de CPR

Idade (Dias)	Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)	Coef. De Variação (%)
3	83,6	13,7	16,4
7	95,4	5,5	5,8
28	116,4	4,3	3,7

Fonte: o autor.

Tabela A.7 – Resultado experimental do SST

CP	Material de Reparo	D _{méd} (cm)	Carga (kgf)	Tensão de Compressão (MPa)	Tensão Média (MPa)
SS60-30-4		9,69	13340	18,1	
SS60-30-5		9,68	15900	21,6	20,1
SS60-30-6		9,70	15140	20,5	
SS65-30-3		9,71	12400	16,7	
SS65-30-4	R1	9,69	14480	19,6	18,9
SS65-30-5		9,71	15060	20,3	
SS70-30-1		9,69	13500	18,3	
SS70-30-2		9,69	14470	19,6	18,9
SS70-30-3		9,68	13770	18,7	
SS60-40-3		9,69	18930	25,7	
SS60-40-4		9,69	16830	22,8	25,3
SS60-40-5		9,72	20290	27,4	
SS65-40-3		9,70	18440	25,0	
SS65-40-4	R2	9,69	18400	24,9	24,8
SS65-40-5		9,70	18140	24,5	
SS70-40-3		9,68	15280	20,8	
SS70-40-4		9,67	15710	21,4	20,5
SS70-40-5		9,69	14170	19,2	
SS60-CPR-3		9,68	19960	27,1	
SS60-CPR-4		9,70	16980	23,0	24,4
SS60-CPR-5		9,69	17130	23,2	
SS65-CPR-3		9,72	19570	26,4	
SS65-CPR-4	R3	9,69	19220	26,1	25,8
SS65-CPR-5		9,69	18340	24,9	
SS70-CPR-1		9,68	11590	15,8	
SS70-CPR-2		9,69	15570	21,1	17,7
SS70-CPR-4		9,67	12020	16,4	

Fonte: o autor.

APÊNDICE B

Neste Apêndice são apresentados os resultados das análises estatísticas dos concreto de base, de reparo e do SST. As Tabelas B.1, B.2 e B.3 mostram os resultados obtidos.

Tabela B.1 – ANOVA da resistência à compressão dos concretos de base

Fonte da variação	GL	SQ	MQ	F	p-valor
Material de Base	2	15,66393	7,831966	1,956173	0,221781
Erro	6	24,02232	4,003719		
Total	8	39,68625			

Fonte: o autor.

Tabela B.2 – Teste t de Student da resistência à compressão dos concretos de reparo

Material de Reparo	Média	Des. Pad.	T	p-valor
30 MPa	46,36	2,29	-4,69	0,009
40 MPa	56,76	3,08		

Fonte: o autor.

Tabela B.3 – ANOVA do SST

Fonte da variação	GL	SQ	MQ	F	p-valor
Reparo	2	90,15	45,007	14,17	0,000
Ângulo	2	105,10	52,500	16,52	0,000
Reparo*Ângulo	4	51,09	12,774	4,02	0,017
Erro	18	57,25	3,181		
Total	26	303,60			

Fonte: o autor.